ADMINISTRACION GENERAL DE LAS USINAS ELECTRICAS
Y LOS TELEFONOS DEL ESTADO

USINA HIDROELECTRICA EN RINCON DE BAYGORRIA
RIO NEGRO

Por el Ing. AUGUSTO HAREAU
JEFE DE LA OFICINA DE CONTRALOR DE OBRAS HIDROELECTRICAS

JULIO DE 1960

ADMINISTRACION GENERAL DE LAS USINAS ELECTRICAS
Y LOS TELEFONOS DEL ESTADO

USINA HIDROELECTRICA EN RINCON DE BAYGORRIA
RIO NEGRO

Por el Ing. AUGUSTO HAREAU

JEFE DE LA OFICINA DE CONTRALOR DE OBRAS HIDROELECTRICAS

JULIO DE 1960

Usina Hidroeléctrica en Rincón de Baygorria, Río Negro

Por el Jefe de la Oficina de Contralor de Obras Hidroeléctricas de la UTE,
Ingeniero AUGUSTO HAREAU

CAPITULO I
ANTECEDENTES

1.1 Introducción.

La usina hidroeléctrica en construcción en el Rincón de Baygorria del Río Negro constituye el segundo escalón en el aprovechamiento integral de dicho río, cuyo potencial energético aprovechable se estima en unos 2000 $\times$ 10^6 kWh anuales. La obra se construye para la producción de energía eléctrica, cuyo consumo aumenta progresivamente, pero previendo las necesidades de la navegación, se han tomado disposiciones que permitirán construir en el futuro una esclusa para salvar el escalón.

La construcción de la obra fue iniciada en 1956 y la primer máquina entró en servicio a fines de junio de 1960.

1.2 Antecedentes.

La usina construída en el Rincón del Bonete y ubicada a 393 km. de la desembocadura del Río Negro aprovecha una cuenca de 37.725 km^2.; desde allí el desnivel del río hasta su desembocadura es de unos 48 m. y los estudios preliminares efectuados en el año 1935 por la Dirección de Estudios Hidroeléctricos, en esa época bajo la dirección del Ing. Víctor B. Sudriers, mostraron, con los escasos elementos disponibles en ese momento, que la solución más económica para el aprovechamiento de esa caída bruta en producir energía sería la construcción de tres usinas, las que se ubicarían en las proximidades de Rincón de Baygorria (km 306 del río), Paso del Puerto (km. 198) y Yapeyú (km. 135).

Posteriormente, en el año 1949, el Ing. Carlos A. Giavi, en esa época Ingeniero Jefe de Ingeniería Civil de Obras Hidroeléctricas de la UTE, efectuó un estudio preliminar cuidadoso de las posibilidades técnicas y económicas de la usina en Rincón de Baygorria. Su informe fue publicado en la Revista de Ingeniería, en los números de noviembre y diciembre de 1949 y puede decirse que los estudios definitivos confirmaron el emplazamiento, las disposiciones constructivas generales y las ventajas económicas previstas en el mismo, cuyas conclusiones fueron francamente favorables a la construcción de esa obra.

Atento al constante incremento de los consumos de energía eléctrica y a la necesidad de construir nuevas plantas generadoras, el Directorio de la UTE, en base a un informe sobre el aprovechamiento hidroeléctrico del Río Negro aguas abajo del Rincón del Bonete presentado por una Comisión integrada por Ingenieros de la UTE, dispuso en el año 1951 que se llevara a cabo un estudio más completo para preparar un anteproyecto de la obra en Rincón de Baygorria. Para la dirección de esos estudios se buscó el asesoramiento de especialistas extranjeros, y finalmente se contrató al Profesor Adolfo Ludin, autor del proyecto de la usina en Rincón del Bonete.

El Profesor Ludin y sus ayudantes se radicaron en el país y, trabajando con la colaboración de las Secciones Ingeniería Civil y Electromecánica de Obras Hidroeléctricas de la UTE, a fines del año 1952 presentó un anteproyecto con estimación de costos. En base a ese trabajo, en el que ya se fijaban casi definitivamente las características de la obra y de sus equipos, con fecha 21 de octubre de 1952, el Directorio de la UTE elevó al Poder Ejecutivo un mensaje y anteproyecto de ley, para autorizar y financiar la construcción de una usina hidroeléctrica en el Rincón de Baygorria con sus redes de trasmisión y otras obras complementarias. Con pequeñas modificaciones ese proyecto de ley fue convertido en la ley Nº 12023 del 10 de noviembre de 1953. La obra se ejecutaría según el proyecto definitivo que debería preparar la UTE y sometería a la aprobación del Consejo Nacional de Gobierno.

Este proyecto definitivo fue también efectuado con personal de la UTE bajo la dirección del Profesor Ludin. Para contemplar adecuadamente otros intereses, a pedido de la UTE se designaron delegados de las Direc-

ciones de Hidrografía, de Ferrocarriles y de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas, de acuerdo con los cuales se fijaron las condiciones de la obra. El proyecto presentado fue aprobado por decreto del Consejo Nacional de Gobierno de fecha 16 de marzo de 1954.

Ese proyecto, complementado con las condiciones administrativas y técnicas, sirvió de base a la licitación para la construcción de la usina hidroeléctrica. Las ofertas para esa licitación fueron abiertas el 11 de febrero de 1955. Da cuenta del interés despertado por esta obra entre los constructores, el hecho de haberse recibido 17 ofertas provenientes de firmas alemanas, norteamericanas, británicas, francesas, españolas, italianas, japonesas, suecas, danesas y suizas. Los precios ofrecidos fueron ajustados y es digno de mencionarse que hubieron 7 ofertas distintas entre las cuales la diferencia máxima no alcanzaba al 5%.

Consideramos que parte de este resultado se debe a las condiciones establecidas en el Pliego de Condiciones por lo que señalaremos sus características principales. En primer lugar se trató de no hacer incidir en las ofertas gastos muy difíciles de estimar o responsabilidades ilimitadas; en ese sentido la UTE tomaría a su cargo el despacho aduanero y los gastos portuarios, y limitaría la responsabilidad del contratista frente a los daños en las obras ocasionados por crecientes que obligarían a inundar las ataguías. En segundo término, se separarían y se pagarían aparte los gastos generales y los costos de las instalaciones auxiliares, de las viviendas y de los equipos de construcción, de manera que esos gastos, muy elevados, no incidieran en los precios de las obras de recibo (excavaciones, hormigón, etc.). Finalmente se establecieron condiciones de ajuste de precios. Para las obras civiles se ajustarían: los jornales y los aportes por leyes sociales, el cemento, el hierro, los combustibles y los fletes, haciéndose la liquidación de las diferencias por esos conceptos multiplicadas por factores mayores que la unidad, variables en cada caso, para compensar por otros gastos no ajustados. Los precios de los equipos elecro-mecánicos se ajustarían por fórmulas de ajuste en las que se contemplaban las variaciones en la mano de obra y en los materiales en los países proveedores. Además, se harían adelantos sobre el valor de los equipos y del 80% sobre los materiales importados, y la UTE se comprometía a pagar intereses sobre las liquidaciones de obra aprobadas cuyo pago se retrasara más de 60 días.

Las obras civiles se contratarían por el sistema de precios unitarios, sirviendo de base de comparación los metrajes indicados en el pliego de condiciones; los equipos electromecánicos se contratarían a precios globales, incluyendo el suministro, el transporte, el montaje y los ensayos de recepción.

En base a un cuidadoso estudio de las 17 propuestas recibidas efectuado por una Comisión integrada por altos funcionarios de la UTE especialmente designada a ese fin y con el asesoramiento técnico del Prof. Ludin, del Ing. A. Pfaff enviado por "Electricité de France" y del Ing. Grant Bloodgood enviado por el "Bureau of Reclamation" de Estados Unidos, el Directorio de la UTE, presidido por el Sr. Orestes L. Lanza, en resolución del 11 de enero de 1956 adjudicó la obra al Consorcio formado por las firmas: Siemens Schuckertwerke A. G.; Siemens Bauunion G.m.b.a., Philip Holzmann A. G. y Grün y Bilfinger A. G. de Alemania, con turbinas suministradas por la firma Nydqvist & Holm (NOHAB) Suecia, grúas de la fábrica Haushahn, cierres del vertedero (compuertas radiales y tableros para cierres de emergencia) de la fábrica Maschinenbau Augsburg Nuremberg (MAN) y equipos eléctricos de Siemens Schuckertwerke. El monto de la obra contratada, según la oferta, ascendió a $ m/n 25.795.372.00 más marcos alemanes 46.288.290.00, más coronas suecas 14.541.390.00.

Esta adjudicación estaba condicionada, por parte de UTE, al Visto y Registro del Tribunal de Cuentas de la República y a que se concretara el acuerdo de préstamo en trámite con el Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento. Por resolución del 11 de mayo de 1956 se adjudicó definitivamente la obra.

Esta obra y las otras detalladas en la ley Nº 12023, se financian con la emisión de títulos de deuda pública por valor de pesos 165.000.000.00, autorizada en el artículo 2º de la referida ley. En uso de la facultad que le confiere la ley, la UTE gestionó y obtuvo del Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento un préstamo por un monto de U$S 25.500.000.00 para atender el pago de la parte en divisas extranjeras de las obras.

Por decreto del 9 de octubre de 1956 el Poder Ejecutivo aprobó, ad referendum de la ratificación legislativa, los Proyectos de Contrato de Préstamo y Garantía elevados por la UTE.

Cuadro I

Crecimiento del consumo de energía y cargas máximas

AÑO	Estimación Ing. Giavi en 1949		Valores efectivos y estimación actuales				
	Energía 10^6 kWh	*Carga máx. MW*	*Carga máx. MW*	*Energía Hidráulica*	*10^6 kWh Térmica*	*10^6 kWh Total*	*Crecimiento %*
1948			102	361.6	70.4	432,0	11,9
1949			106	453.7	17.5	471,2	9,1
1950	502	117	118	494.2	11.5	505,7	7,3
1951	558	130	126	374.5	186.6	561,1	11,0
1952	622	145	136	483.8	125.2	609,0	8,5
1953	691	161	156	548.4	133.1	681,5	11,9
1954	768	179	169	616.8	131.0	747,8	9,7
1955	854	199	209	621.1	229.4	850,5	13,7
1956	944	220	210	474.9	456.4	931,3	9,5
1957	1047	244	231	504.4	512.8	1017	9,2
1958	1159	270	268			1159	—
1959	1279	298	289			1290	8,5
1960			313			1400	8
1961			338			1510	8
1962			365			1630	8
1963			394			1760	8
1964			426			1905	8
1965			460			2065	8

Por ley del 14 de febrero de 1957, la Asamblea General aprobó los referidos contratos.

1.3 El desarrollo del consumo de energía eléctrica en el país.

Para poder apreciar la importancia y la oportunidad de la construcción de la usina hidroeléctrica en Baygorria es conveniente presentar, a grandes rasgos, la disponibilidad de plantas generadoras frente al crecimiento de los consumos.

En el cuadro I se indican las cargas máximas y la energía a suministrar por el sistema Río Negro-Montevideo, medidas del lado de 31.5 kV de los transformadores en Montevideo de la línea Bonete-Montevideo. En las columnas 2 y 3 están indicados los valores previstos en el estudio del Ing. Giavi de 1949, con un factor de carga de 0.49, en las columnas 4, 5 y 6 figuran los valores efectivos en los años 1948 a 1957 y la previsión hasta 1965, con un factor de carga de 0.51 y con un porcentaje de aumento anual de 8% a partir de 1958.

1.4 Plantas generadoras actuales y sus regímenes de explotación.

La distribución y la venta de la energía eléctrica en todo el país son monopolio del Estado desde el año 1912, que lo administra por medio del Ente Autónomo llamado Administración General de las Usinas Eléctricas y los Teléfonos del Estado (UTE). Las instalaciones productoras de electricidad perteneciente a la UTE son, actualmente:

1º Un sistema Río Negro-Montevideo formado por la central hidroeléctrica en Rincón del Bonete, con una potencia instalada de 128.000 kW, unido, por una doble línea de trasmisión de energía de 150 kV, con las centrales térmicas de Montevideo (Central Ing. Santiago A. Calcagno construída en 1920 con una potencia de 25.000 kW, que se usa como reserva y la Central José Batlle y Ordóñez construída en 1931 con 2 turbo-generadores de 25.000 kW cada uno, ampliada con 2 turbo-generadores de 50.000 kW cada uno, instalados en 1955 y 1957, respectivamente).

2º 45 usinas generadoras en el interior del país, con una potencia total de 18.000 kW aproximadamente.

El sistema Río Negro-Montevideo provee de electricidad al litoral y la zona Este del país por medio de líneas de trasmisión de 110 kV (circuito del Este y circuito del Oeste) y en conjunto genera y distribuye aproximadamen-

te el 93,7% del total de electricidad consumida en el país. Se prevé la extensión del circuito del Oeste a la ciudad de Salto y la construcción de un circuito central para alimentar a las ciudades de Durazno y Trinidad.

Para la explotación más conveniente de este sistema hidrotérmico se parte del principio de generar un máximo de energía hidráulica, ya que el costo de ésta es una cantidad fija independiente de la energía generada, en cambio el costo de la generación térmica es proporcional a la cantidad de energía producida.

Pero, además, las centrales hidráulicas deberán estar en condiciones de suministrar a la red, en todo momento, una potencia determinada, que se llamará en lo sucesivo "potencia garantida". Esta potencia está fijada por un lado por la potencia reducida de los períodos de crecientes, pero también por la energía que puedan suministrar en los períodos extremos de sequía, la que fija la potencia de pico disponible.

De estos principios resultan dos formas de explotación distintas que llamaremos "servicio normal" y "servicio deficitario".

El "servicio normal" se caracteriza por el mayor aprovechamiento de la energía hidráulica. Las usinas hidráulicas generan la energía de base y las turbinas trabajan a toda su potencia. Esta forma del servicio es la normal y de ahí su nombre.

Por el contrario en el "servicio deficitario" se limita el consumo de agua y por consiguiente la producción de energía hidráulica en la mayor medida posible. El Río Negro producirá entonces la energía de pico del diagrama de cargas.

Dada la gran irregularidad de los caudales, que en los años de extrema sequía llega a un 11% del caudal medio anual, y ya que los aportes naturales en estos períodos extremos no son suficientes, es necesario mantener en el embalse una reserva de agua, que asegure una energía de pico capaz de cubrir la potencia garantida.

Esta exigencia limita pues la capacidad del embalse utilizable en servicio normal y fija un nivel normal mínimo debajo del cual debe entrarse al servicio deficitario. La altura mínima de caída con la cual es aún posible generar la potencia garantida fija el nivel mínimo inferior del embalse.

Por lo tanto, conviene elegir el nivel normal inferior del embalse de manera que la energía de pico cubra la potencia reducida en el período de crecida. Sin embargo esto no es posible, sin un aumento considerable en la reserva de agua, cuando la potencia hidráulica instalada representa un porcentaje importante de la carga máxima, ya que para potencias de picos superiores al 50% de dicha carga la energía correspondiente aumenta muy rápidamente.

Al hacerse el estudio de la usina en Baygorria en 1953-54 no estaban aún habilitados los dos turbo-generadores, de 50.000 kW de las ampliaciones de la Central Batlle y Ordóñez de manera que las potencias disponibles han sido y serán las indicadas en el cuadro II hasta la puesta en servicio de la usina en Baygorria.

Comparando los valores de este cuadro con las previsiones del cuadro I se ve claramente que a partir de 1959 no habrá reservas disponibles y que es imprescindible contar con nuevas plantas generadoras. La entrada en servicio de la usina de Baygorria se efectuó a mediados de 1960, justo a tiempo para remediar la situación, sin tener que ir a un racionamiento de la energía eléctrica. Pero esta usina tendrá una potencia máxima nominal de 102.600 kW con potencia garantida de 65.000 kW en servicio deficitario o de crecientes, es decir que constituirá una solución sólo hasta aproximadamente 1961. Por lo tanto habría que ir a la construcción de otra usina hidroeléctrica en el Río Negro, en Paso del Puerto, si no se pudiera asegurar la construcción de la usina en el Salto Grande del Río Uruguay, esto sin perjuicio de las nuevas instalaciones térmicas necesarias como complemento de las centrales hidroeléctricas.

CAPITULO II

CONDICIONES NATURALES

2.1 Investigaciones preliminares.

Los estudios preliminares indicaban la conveniencia de una usina en la proximidad del km. 306 del río Negro, a contar desde su desembocadura. En el estudio citado del Ing. Carlos Giavi se previó el emplazamiento del dique y la usina en los llamados perfiles 34 ó 36 situados en Rincón de Baygorria a

Cuadro II

Potencias disponibles

	10^3 kW Potencia máxima		Potencia garantida			
			En servicio deficitario		En crecientes	
	1953	1958	1953	1958	1953	1958
Usina Térmica Batlle y Ordóñez ($\cos\varphi = 0{,}9$)	45	155	45	155	45	155
Usina hidroeléctrica de Bonete ..	108	108	78	78	105	105
	153	263	123	233	150	260

La Central Calcagno con una potencia total de 15.000 kW se considera como reserva.

306,00 y 308,60 km. respectivamente de la barra del Río Negro.

En los estudios efectuados en 1951 y 1952 para el anteproyecto de la obra se estudiaron, además, otros emplazamientos en el Rincón de Baygorria y otro posible emplazamiento a la altura del km 293,0 del río, en Rincón de las Mulas.

En todos esos lugares se hicieron perfiles del río y algunas perforaciones para investigar la naturaleza del subsuelo. Finalmente la elección recayó en el perfil "b" en km. 305,915 en donde se intensificaron los estudios geológicos y topográficos.

En el plano de la fig. 1 se muestra el Rincón de Baygorria y la ubicación de las perforaciones de estudio.

2.2 Estudios topográficos.

Los estudios topográficos preliminares estuvieron a cargo de técnicos de la UTE. En primer lugar se hizo una nivelación desde Paso de los Toros hasta el Rincón de Baygorria para transportar el cero oficial desde el mojón colocado por el Servicio Geográfico en Paso de los Toros; en esa nivelación se determinaron los niveles de los tableros de los puentes sobre los arrojos Salsipuedes, Tres Arboles y Rolón del camino que corre al Norte del Río Negro.

Luego se hizo un detallado relevamiento planialtimétrico del Rincón de Baygorria y sus vecindades, construyéndose el plano a escala 1:5.000 con curvas de nivel cada 1 m.. Además se hicieron numerosos sondajes y perfiles transversales en el Río Negro en toda la vuelta del Rincón de Baygorria y en Rincón de las Mulas. Estos fueron los datos topográficos disponibles al comenzarse el estudio del anteproyecto en 1952.

Debido a la carencia de datos altimétricos en la zona del embalse en el año 1952 se hizo un relevamiento taquimétrico rápido a escala 1:20.000 que permitió determinar aproximadamente la superficie y los volúmenes del embalse a distintos niveles. Los relevamientos fotogramétricos, mucho más detallados, hechos posteriormente, mostraron que los errores por defecto de ese relevamiento inicial no excedían de 6% en el área y de 14% en el volumen correspondiente al nivel de embalse normal + 54.0.

Además la UTE contrató con el Servicio Geográfico Militar la triangulación hasta el 3er. orden de la faja adyacente al Río Negro en la zona en que se harán los futuros embalses y posteriormente, en 1953 contrató el relevamiento fotogramétrico de esa zona. Este trabajo fue cuidadosamente ejecutado; se densificó la triangulación hasta el 4º orden para aumentar el número de puntos de control terrestre, se hicieron nivelaciones complementarias y una vez hecha la restitución de las curvas de nivel, se hicieron medidas de control en el terreno. Como resultado de estos trabajos se dispone actualmente de planos topográficos detallados de la zona entre Paso de los Toros (km. 396 del Río Negro) a Cololó (km. 100) con curvas de nivel equidistantes 2.50 m. en las zonas en que se preven futuros embalses. La superficie total fotografiada para ese trabajo fue de 567.000 Há., y el área en que se trazaron las curvas de nivel alcanza a 153.400 Há..

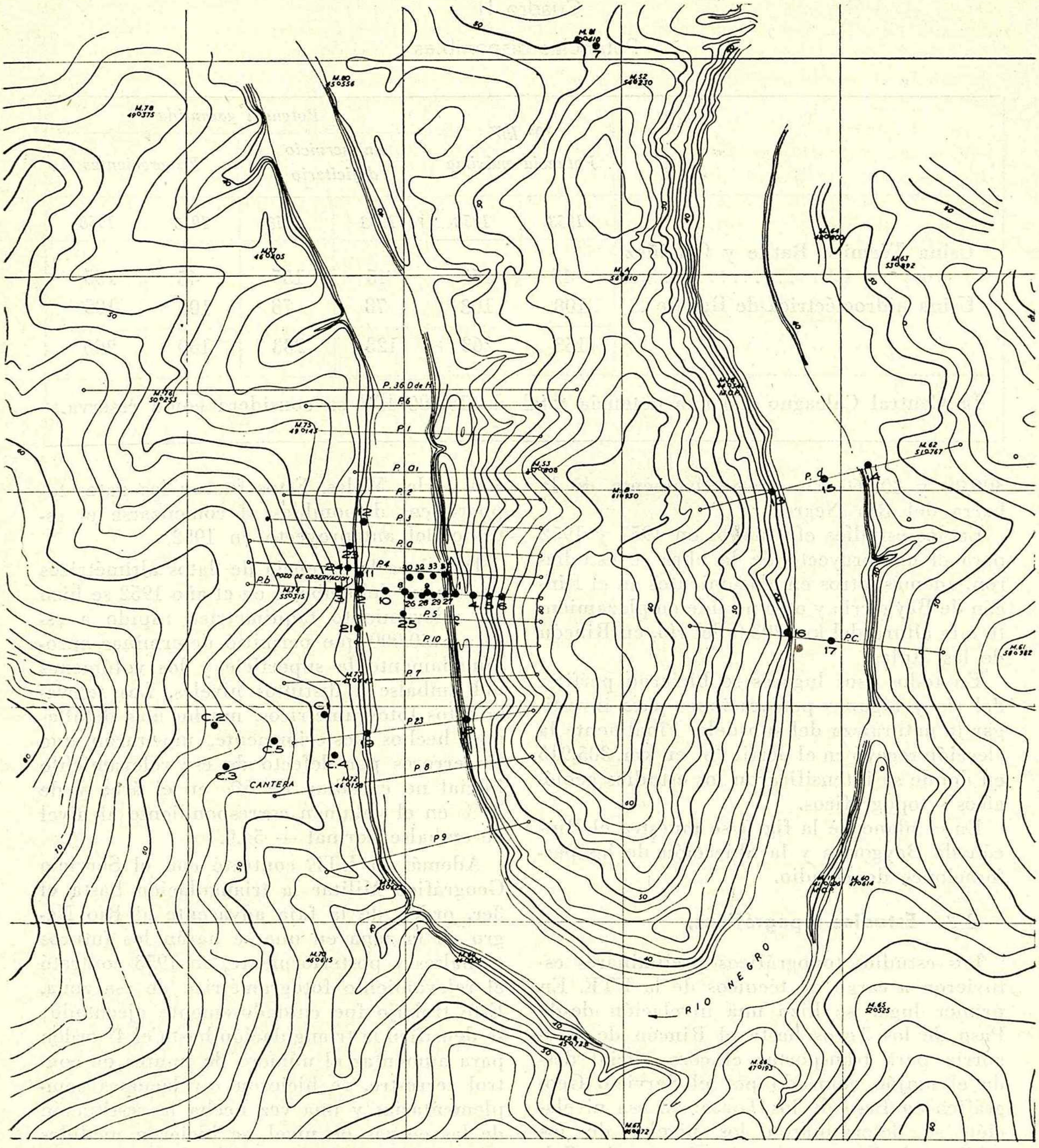


Figura Nº 1. - Plano de curvas de nivel. - Ubicación de las perforaciones.

2.3 **Descripción del emplazamiento de la obra.**

El llamado Rincón de Baygorria está situado entre los km. 305 y 309, a contar de la desembocadura del río. El río forma allí una curva cerrada; el rincón así formado tiene una superficie de unas 160 hectáreas, con un ancho medio de 700 m., como se ve en el plano de la fig. 1.

El ancho del río en ese lugar es de unos 180 a 200 m. El río corre sobre fondos rocosos a niveles + 33,0 a + 35,0 y en sus orillas hay un monte natural de poca importancia. En el sitio de la obra en la orilla izquierda

aflora la roca, o sólo está recubierta por una delgada capa de tierra y arena; en la orilla derecha, la orilla está formada por un banco de arena, de unos metros de ancho, que cubre la roca.

En el lugar elegido las orillas del cauce tienen una pendiente media de 20%. Hay una distancia de 520 metros entre las curvas del nivel + 55,0 (referido al cero oficial) y una distancia de 830 m. entre las curvas de nivel + 61,0, que es la altura máxima del coronamiento de la obra.

2.4 Exploración del subsuelo.

El reconocimiento del subsuelo se hizo por medio de perforaciones a rotación de diámetros 110 mm. y 90 mm.. Los equipos empleados fueron Ingersoll Rand, modelo MD 2 con municiones de acero.

Durante los estudios preliminares se perforaron los pozos 1 a 10 en el perfil "b". Las perforaciones se llevaron en general hasta los niveles + 8.0 a + 12.0 es decir unos 25 m. bajo el fondo del río, pero la perforación Nº 3 se llevó hasta el nivel — 22.42 para reconocer el manto inferior de la roca. En esa etapa de los estudios se hicieron otras perforaciones en el Rincón de Baygorria (Nos. 7, 11 al 25).

Después de fijado el eje definitivo de la obra, que resultó girado unos 6º respecto al eje del perfil "b", se hicieron nuevas perforaciones (Nos. 26 al 33) para reconocer la roca bajo los pilares del vertedero y para hacer inyecciones de cemento.

Además, en la margen derecha se hicieron sondajes a través de la capa de arena, para reconocer el nivel de la roca, y en el lugar elegido para la cantera, en la margen izquierda se hicieron 5 perforaciones (C 1 a C 5).

Finalmente, en la orilla izquierda, cerca de la perforación Nº 3, se abrió un pozo a mano, para permitir el examen de la roca en sitio. Ese pozo tenía unos 6 m. de diámetro en la boca, al nivel + 46.50 y unos 2 m. de diámetro en el fondo al nivel + 22,50, que corresponde al nivel más profundo alcanzado por las obras.

En el plano de la fig. 2 se muestra el perfil geológico del sitio de la obra, tal como resulta de las perforaciones de estudios hechos. La longitud total de perforaciones a rotación hechas para estos estudios fue de 870 metros.

2.5 Geología.

1) *Geología general de la zona del embalse.* — En la región del país en que se ubicó el embalse aparecen en superficie las rocas de la formación del Neo-Gondwana, las que afloran en todas las zonas altas. Las rocas predominantes son las efusivas básicas de Serra Geral, de edad Rético-liásica, conocidas como "basaltos de Serra Geral". En los valles, esta roca está cubierta por depósitos de tierra y/o arenas, productos de la meteorización de las rocas y del arrastre.

Los afloramientos de los basaltos de Serra Geral ocupan una extensa zona en el NO del país que abarca a toda la superficie de los departamentos de Artigas y Salto, unas dos terceras partes del de Paysandú, la tercera parte de los de Río Negro y Tacuarembó, una mitad del departamento de Durazno y una angosta faja en el de Rivera, a lo largo de las cuchillas de Haedo y Negra. La superficie cubierta por los basaltos es de unos 45.500 km² con un largo de unos 360 km. según su eje N 15º W y un ancho máximo de unos 220 km, medidos entre la ciudad de Rivera y el río Daymán. En el curso del Río Negro aparecen los basaltos desde la altura del arroyo Carpintería, en el embalse de la presa de Rincón del Bonete como límite Este, hasta el cerro del Francés en el Dpto. de Río Negro como límite Oeste.

Las perforaciones efectuadas han permitido comprobar que el espesor de los basaltos está formado por sucesivos escoriales provenientes de distintas coladas, pese a lo cual la roca presenta caracteres litológicos bastante comunes. El corte transversal de un escorial basáltico muestra tres zonas de diferentes características físicas: 1º una capa superior de colores rojizos y estructura esponjosa, alterada por meteorización en la superficie; 2º la capa intermedia, de colores gris verdosos, estructura compacta, con pocas diaclasas que dividen a la roca en trozos más o menos grandes que presentan alguna alteración en los bordes de las fracturas; 3º la capa inferior, de colores pardo rojizos con disyunciones paralelas y normales al escurrimiento de la colada, constituída por un basalto alterado, poco coherente, que por meteorización pasa bastante rápidamente a un material arcilloso, proveniente de la descomposición de los feldespatos, anfíboles y piroxenos que constituyen la pasta del basalto.

La capa superior del basalto (esponjosa) suele presentar cavidades (geodas) rellenas con materiales amorfos de aspecto arcilloso, o

con minerales cristalizados: calcitos, cristal de roca o zeolitas.

Por meteorización los basaltos han producido tierras negras ricas pero de muy poco espesor, en sitio, y por lo tanto, con muy escasa capacidad de almacenamiento de agua, lo que las hace inaptas para las labores agrícolas. Al ser transportada por erosión esta tierra a los puntos bajos ha dado lugar a la formación de capas de mayor espesor, muy fértiles, en las cuales, junto a los cursos de agua, crecen los bosques indígenas.

Aguas subterráneas. — Dada la textura de los basaltos de Serra Geral, es posible que las aguas subterráneas circulen por las fisuras de la roca. En un escorial no expuesto, se podrá encontrar agua en sus dos primeras capas, aunque en cantidades pequeñas dado que, si bien el material de la capa superior presenta muchas geodas, el material que las limita es poco permeable. En la tercera capa, las aguas subterráneas pueden tener caudales relativamente importantes y con presiones más o menos altas debido a que en esa capa la roca se encuentra fisurada y es fácilmente atacable; por lo tanto pueden encontrarse aguas surgentes.

2) *Geología especial del Rincón de Baygorria.* — Las perforaciones hechas en Rincón de Baygorria han permitido reconocer la existencia de dos capas de roca sana separadas por una capa de rocas alteradas correspondientes a dos escoriales sucesivos. En el plano de la fig. 2 se ha indicado el perfil geológico en el lugar de la presa, como resulta de las perforaciones de estudio.

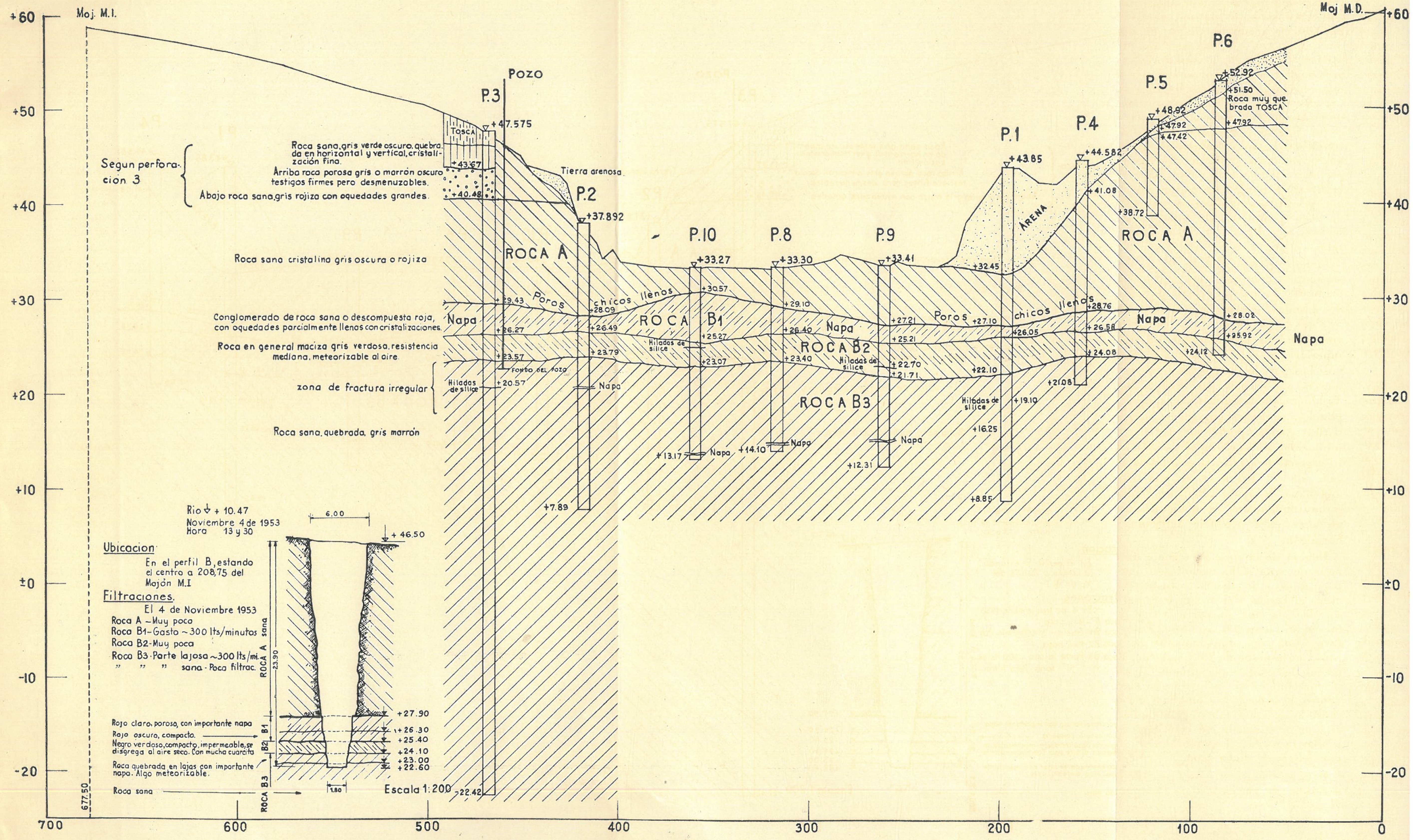
En el cauce del río, se encuentra una capa de roca sana, la que aparece al nivel + 40,0 a + 45,0 en las márgenes, cubre el fondo del río a niveles + 32,50 a + 33,50 y en profundidad alcanza a los niveles entre + 27,0 y + 30,0. Esta roca, que se ha designado como tipo A, corresponde a la capa media del escorial superior, el que, al depositarse ocasionó en gran parte la capa superior (esponjosa) del escorial infrayacente. La roca tipo A es de color gris oscuro en las partes sanas y marrón violado en la parte que ha sufrido alteraciones por las acciones meteóricas; se trata de roca cristalina con granos de dos tipos cuyas dimensiones medias son respectivamente 0,30 y 0,03 milímetros, debiéndose atribuir esa diferencia de tamaños a diferentes condiciones de enfriamiento durante la consolidación de la colada.

La masa de esta roca presenta fisuras, en general delgadas aunque algunas tienen algunos centímetros de espesor. Estas fisuras se han abierto según los planos de disyunción que pertenecen a 3 sistemas: dos de planos verticales y uno de planos horizontales que ocasionan la disyunción prismática que presenta la roca. Los trozos de roca separados por disyunción son bastante grandes y permiten fundar sobre ellos. Las fisuras (disyunciones abiertas por esfuerzos posteriores a la consolidación del basalto) muestran un relleno de material arcilloso, de color amarillo parduzco, proveniente en su mayor parte de la alteración de la roca, lo que se comprueba porque ésta presenta un color pardo rojizo de pocos milímetros de espesor, pasando en seguida al color gris verdoso común del basalto.

Inmediatamente debajo de la roca A se encuentra otro tipo de roca al que hemos llamado B_1. Es roca amigdaloide con oquedades grandes y chicas, aunque de esqueleto sólido que ha permitido sacar testigos en la mayor parte de esta roca (capa 3ra. del escorial superior). El color es rojizo, en distintos tonos. Las paredes de las cavidades están recubiertas por cristales de distinta naturaleza. También se han encontrado espacios bastante grandes, ocupados por relictos de rocas detríticas cocidas por el magma que, por consolidación, dió origen al escorial superior. El espesor de esta capa es relativamente delgado, de 1,5 a 3 m. y en ella se encontró una napa de agua. Esta roca podría servir como fundamento de obras menores, pero no sirve para producir agregados para el hormigón.

Debajo de la roca B_1 y como límite de la napa de agua se ha encontrado una capa de poco espesor de material constituído por láminas delgadas, del orden de 2 cm. de espesor, de roca sana, similar a la tipo A, envueltas en un material arcilloso. Este material forma una capa que llamamos $B_{1.2}$ que alcanza un espesor de 1,0 a 1,50 m.. Esta capa no fue detectada especialmente al hacerse las perforaciones y se incluyó en la clasificación dentro de la roca B_1. Constituye un suelo susceptible de asentamiento y al hallársele con el espesor indicado, se consideró preferible fundar la usina y los umbrales del vertedero por debajo de dicha capa.

Debajo se encuentra otra capa de roca bien definida, de características diferentes, a la



Moj. M.I.
Moj M.D.
Pozo
P.3
P.2
P.10
P.8
P.9
P.1
P.4
P.5
P.6
+47.575
+43.67
+40.48
TOSCA
Roca sana, gris verde oscuro, quebrada en horizontal y vertical, cristalización fina.
Arriba roca porosa gris o marrón oscuro testigos firmes pero desmenuzables.
Abajo roca sana, gris rojiza con oquedades grandes.
Segun perforación 3
Tierra arenosa
+37.892
Roca sana cristalina gris oscura o rojiza
ROCA A
Poros chicos llenos
Conglomerado de roca sana o descompuesta roja, con oquedades parcialmente llenos con cristalizaciones.
Roca en general maciza gris verdosa, resistencia mediana, meteorizable al aire.
zona de fractura irregular
Roca sana, quebrada, gris marrón
Hiladas de silice
FONDO DEL POZO
Napa
ROCA B1
ROCA B2
ROCA B3
ARENA
Roca muy quebrada TOSCA
+33.27
+33.30
+33.41
+43.85
+44.58
+48.92
+52.92
+51.50
+47.92
+47.42
+41.08
+38.72
+32.45
+30.57
+29.43
+28.09
+26.27
+26.49
+23.57
+23.79
+20.57
+25.27
+23.07
+29.10
+26.40
+23.40
+27.21
+25.21
+22.70
+21.71
+27.10
+26.05
+22.10
+28.76
+26.58
+24.08
+21.08
+28.02
+25.92
+24.12
+19.10
+16.25
+8.85
+13.17
+14.10
+12.31
+7.89
-22.42
Rio ▽ + 10.47
Noviembre 4 de 1953
Hora 13 y 30
Ubicacion
En el perfil B, estando el centro a 208,75 del Mojón M.I
Filtraciones.
El 4 de Noviembre 1953
Roca A - Muy poca
Roca B1 - Gasto ~ 300 lts/minutos
Roca B2 - Muy poca
Roca B3 - Parte lajosa ~ 300 lts/mi.
" " " sana - Poca filtrac.
6.00
+46.50
ROCA A sana
23.90
+27.90
+26.30
+25.40
+24.10
+23.00
+22.60
Rojo claro, poroso, con importante napa
Rojo oscuro, compacto.
Negro verdoso, compacto, impermeable, se disgrega al aire seco. Con mucha cuarcita
Roca quebrada en lajas con importante napa. Algo meteorizable.
Roca sana
B1
B2
ROCA B3
1.80
Escala 1:200
677.50
+60
+50
+40
+30
+20
+10
±0
-10
-20
700
600
500
400
300
200
100
0

Figura Nº 2

que se llamó tipo B_2. Esta roca no tiene geodas y es de textura fina, con granos comprendidos entre 0,15 y 0,05 milímetros, dado su rápido enfriamiento en contacto con el escorial infrayacente consolidado y frío. Su color es gris oscuro verdoso. El espesor de la capa B_2 es de unos 3 m. escasos, comprendida entre los niveles + 26,50 y 22,00. En la parte superior en pocos centímetros de espesor la roca está embebida en agua y resulta fácilmente desgregable al secarse; en la parte inferior es coherente y sólida. Esta roca es apta para fundar siempre que no cambie su estado higroscópico; la parte inferior de la capa podría también proporcionar pedregullo para el hormigón.

En la parte inferior del perfil se encuentra la llamada roca B_3 correspondiente a la parte superior del segundo escorial, el cual ha perdido, por erosión, en gran parte su capa esponjosa superior. Esta roca es de textura fina y muy compacta. Su color varía entre el gris pardo y gris oscuro. Como todos los basaltos presenta algunas diaclasas especialmente en la parte superior. No se conoce el espesor de este escorial, a pesar de haberse perforado en él 46 m. (perforación Nº 3).

La roca tipo B_3 se considera muy buena para servir de fundación y también para producir agregados para el hormigón.

Aguas subterráneas. — Se ha observado que la capa de roca tipo B_1 aflora en el lecho del río a la altura de los km. 306.910 y 305.420 bastante cerca del sitio de la presa. Además se ha constatado una relación entre el nivel piezométrico en el pozo y en la perforación Nº 2 con los niveles del río.

Por lo tanto es presumible la existencia de comunicaciones a través de las fisuras de la roca. Al aumentarse la carga hidrostática, en el embalse, podría producirse una corriente subterránea por debajo y a los lados de la obra y para evitar este escurrimiento la obra ha sido proyectada con muros de guardia que cortan a la capa de roca B_1 en todo su espesor, llegando a las partes sólidas de las rocas B_2 o B_3. Además se ha previsto la ejecución de cortinas de inyecciones. La decisión final sobre el alcance, tipo e intensidad de las inyecciones de consolidación e impermeabilización será tomada después de conocer los resultados de nuevos estudios especiales.

2.6 Hidrología.

1) *Hidrografía.* — El Río Negro es el río interior más grande del país; su desarrollo total es de unos 850 km. con un desnivel de 140 m. La cuenca total es de 69.100 km² de los cuales 3.100 km² están en territorio del Brasil. La pendiente media en el curso superior del río, hasta la desembocadura del Río Tacuarembó, es de 0,29‰; en el curso medio baja a 0.16 ‰.

A la altura de Rincón del Bonete la cuenca del Río Negro es de 37.725 km² y en Paso de los Toros alcanza a 38.413 km². Entre Paso de los Toros y Rincón de Baygorria el Río Negro recibe algunos afluentes importantes cuyas cuencas imbríferas tienen las áreas que se detallan a continuación:

Cuenca del Arroyo Salsipuedes.	1915 km²
" " " Tres Arboles	625 "
" " " Rolón	259 "
" " " Tala	272 "
Cuenca de los otros afluentes menores	291 "
Cuenca parcial entre Paso de los Toros y Rincón de Baygorria (perfil b)	3362 km²

2) *Caudales.* — El caudal medio anual del río, a la altura de Paso de los Toros es de 16,55 km³/año según las medidas efectuadas de 1908 a 1954.

Los valores de los caudales en Baygorria se han deducido de los caudales en Paso de los Toros multiplicados por la relación de las cuencas, o sea 1.09, lo que da un caudal anual medio de 18,1 km³/año, lo que representa un módulo de 572 m³/seg. La observación de las escalas colocadas en el perfil "b" desde 1953 corrobora esta suposición.

Se hicieron aforos del río en el perfil "b". Se midieron con molinetes, caudales de hasta 830 m³/seg.; en el plano de la fig. 3 se han representado los caudales en función de los niveles de agua de río en estado natural y, además, teniendo en cuenta los posibles remansos causados por una presa en la zona de Paso del Puerto.

3) *Crecientes.* — Las crecientes del Río Negro son causadas únicamente por las lluvias y se distinguen por su irregularidad y rapidez. Las crecientes aguas abajo de Rincón

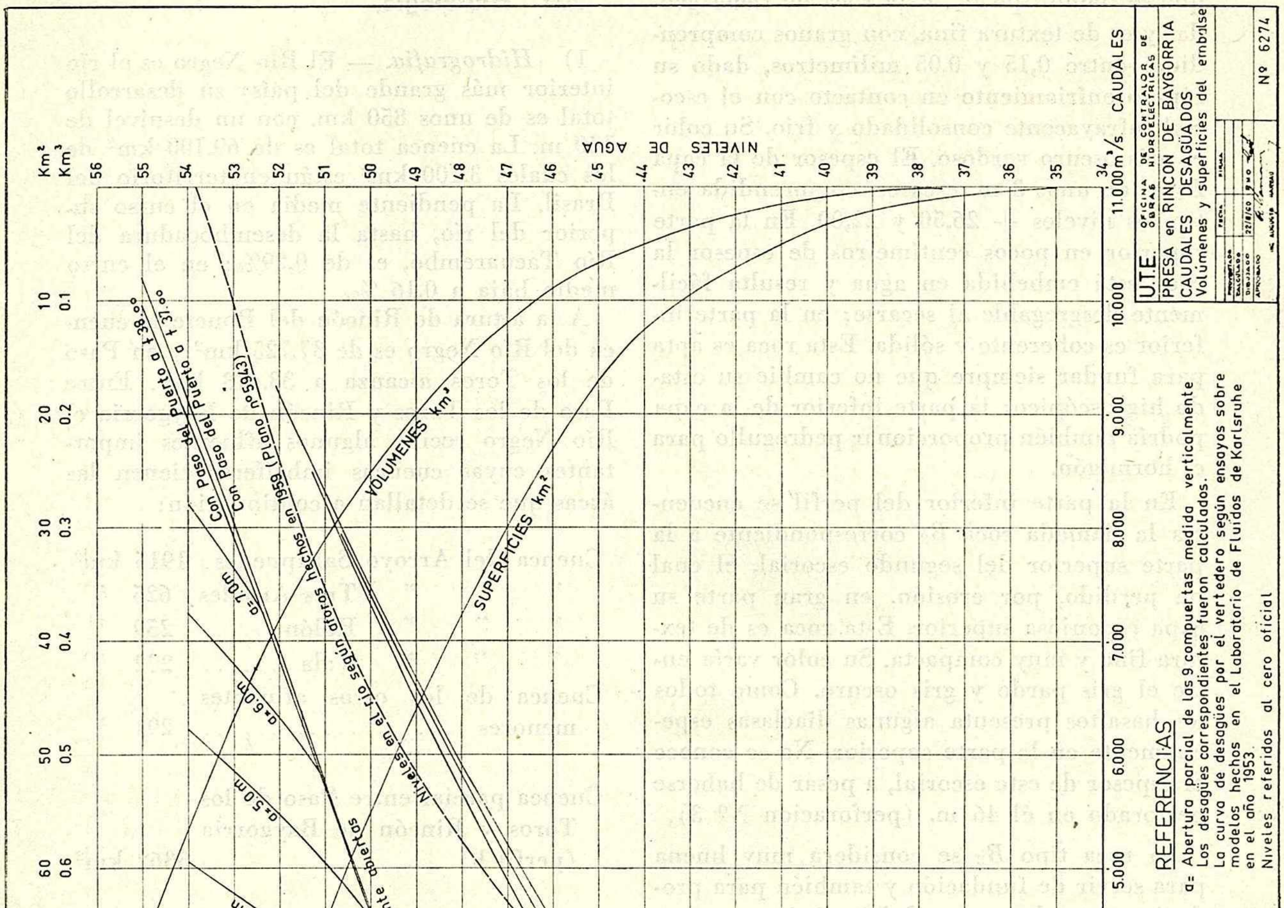

NIVELES DE AGUA
CAUDALES EN EL RIO Y POR EL VERTEDERO
SUPERFICIES Y VOLUMENES DEL EMBALSE
Km²
Km³
11.000 m³/s CAUDALES
VOLUMENES Km³
SUPERFICIES Km²
Nivel normal máximo
Desagüe por 9 compuertas totalmente abiertas
Niveles en el río según aforos hechos en 1959 (Plano nº 5913)
Con Paso del Puerto a ± 31.00
Con Paso del Puerto a ± 38.00
Paso del Puerto a ± 40.00
Niveles según plano nº 5132 de 1952 con embalse en paso del puerto a ± 38.00
REFERENCIAS
a= Abertura parcial de las 9 compuertas medida verticalmente
Los desagües correspondientes fueron calculados.
La curva de desagües por el vertedero según ensayos sobre modelos hechos en el Laboratorio de Fluidos de Karlsruhe en el año 1953.
Niveles referidos al cero oficial
U.T.E.
OFICINA DE CONTRALOR DE OBRAS HIDROELECTRICAS
PRESA en RINCON DE BAYGORRIA
CAUDALES DESAGÜADOS
Volúmenes y superficies del embalse
Nº 6274

Figura Nº 3

del Bonete están influídas por la retención en el lago creado, por eso para fijar el valor de la creciente máxima a prever en Baygorria se ha considerado: ([1])

1º El desagüe máximo admisible del vertedero de la presa de Bonete, que se ha fijado en 5.500 m^3/seg. teniendo en cuenta la posibilidad de inundar la usina desde aguas abajo.

2º La creciente local producida por fuertes lluvias en la cuenca entre Bonete y Baygorria, que se ha estimado en 3.500 m^3/seg. A este respecto es interesante hacer notar que en octubre de 1957, las lluvias en la cuenca local produjeron una creciente cuyo máximo en Baygorria alcanzó a + 43,05 (2750 m^3/seg.) estando el vertedero de Bonete cerrado. Sumando los dos valores máximos indicados se ha calculado que el caudal de creciente máxima a evacuar en Baygorria será de 9.000 m^3/seg. y para esta creciente fue proyectado el vertedero.

Es conveniente observar que la duración de los picos de las crecidas ocasionadas en la cuenca entre Bonete y Baygorria son de corta duración, por lo que, salvo coincidencias excepcionales, será posible regular la descarga en Bonete para no alcanzar el máximo de 9.000 m^3/seg. en Baygorria.

2.7 Embalse.

Como resultado de los estudios se fijó el nivel máximo normal del embalse de Baygorria a la cota + 54.0 (referido al cero oficial) y el nivel mínimo en + 52,50. Resulta así un volumen total bruto de aproximadamente 0,570 km^3 y un volumen útil (entre los niveles + 54,0 y + 52,5) de 0,140 km^3. La superficie del embalse, al nivel + 54,0 es de 100,5 km^2.

1) En el año 1959 ocurrió una creciente sin precedentes que ha obligado a reconsiderar la previsión de crecientes hecha en el proyecto. Una reseña de esta crecida extraordinaria se agrega como anexo 1 al fin del artículo.

Para comparar se indican a continuación los valores correspondientes del embalse de Bonete:

Volumen de embalse útil normal (entre niveles + 79,34 y 73,34)	= 5,09 km^3
Volumen de reserva (entre 73,34 y 70,30)	= 1,56 "
o sea un volumen útil total de	6,65 km^3

El área ocupada por el embalse, al nivel máximo 79,34 es de unos 1.140 km^2.

Para las pérdidas por evaporación en el embalse de Baygorria se tomó el valor 0,095 km^3/año que corresponde aproximadamente a 1.066 mm/año con un cierto exceso sobre lo que se deduce de las estimaciones de la evaporación efectiva en el embalse de Bonete. Para las pérdidas por filtración se tomó el valor promedio de 9 m^3/seg.

A fin de conocer la influencia de las crecientes en el embalse de Baygorria se calcularon las curvas de remanso para distintos caudales entre 300 y 9000 m^3/seg. para niveles en Baygorria de + 52,50, + 53,00, + 53,50 y + 54,00 y para distintos valores del índice de rugosidad (n = 0,30 y 0,35 en la fórmula de Manning). De esta manera se calculó la pérdida de salto en Bonete para los caudales normales (Q = 400 m^3/seg) que resulta de 1.30 m. Corresponde indicar que para una crecida de 2900 m^3/seg. durante la cual se hicieron nivelaciones del perfil del agua, se calculó el valor de n en un total de 58,7 km. de longitud, resultando un valor medio M = 0.026.

Esos mismos cálculos han servido para investigar la situación que se crearía en la ciudad de Paso de los Toros. Se ha establecido que para los caudales normales (Q = 400 m^3/seg.) el nivel de embalse a la altura de esa ciudad será de + 53,70 y en esas zonas las barrancas del cauce menor están a niveles superiores de + 54,00.

CAPITULO III

EL PROYECTO

A. PLANEAMIENTO HIDRO-ENERGETICO

3.1 Generalidades.

Las informaciones sobre las condiciones naturales del Río Negro reseñadas en el capítulo precedente sirvieron de base para el estudio del plan de economía de agua y de energía cuyo objeto es averiguar las cantidades de energía máxima, media y mínima

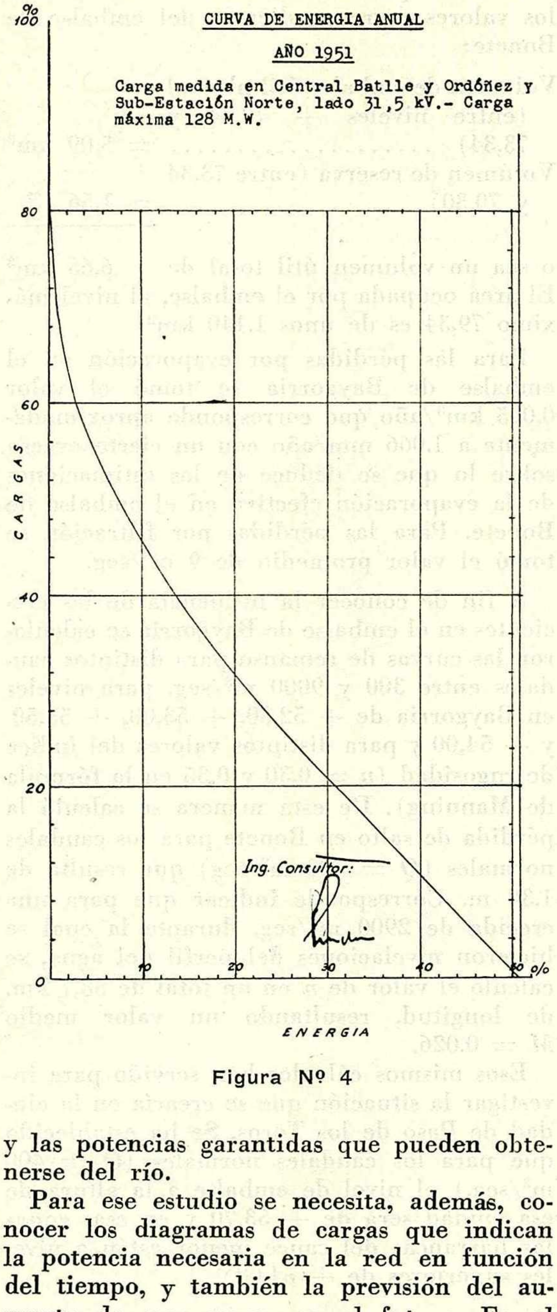


Figura Nº 4

y las potencias garantidas que pueden obtenerse del río.

Para ese estudio se necesita, además, conocer los diagramas de cargas que indican la potencia necesaria en la red en función del tiempo, y también la previsión del aumento de esas cargas en el futuro. En el capítulo I ya hemos indicado cuales han sido las previsiones de las cargas máximas y de los consumos anuales de energía. Los diagramas de carga usados para el estudio del proyecto de la Central en Baygorria, fueron los correspondientes a las cargas medidas en Montevideo en el año 1951 del lado de 31,5 kV de la red de distribución. En esos diagramas la carga máxima fue de 128.000 kW. En base a los diagramas diarios de días hábiles y de domingos y feriados correspondientes a las 4 estaciones y a las curvas de duración de cargas deducidas de ellos, se trazaron las curvas de energía (integrales de las curvas de duración de cargas); de esas curvas se construyó la curva de energía anual tomando como ordenadas (cargas) los porcentajes de la carga máxima. Esa curva anual que se muestra en la figura Nº 4, indicó que el factor de carga para ese año era de 51 %.

3.2. **El plan de economía de agua.**

El estudio del plan de economía de agua y de energía se hizo para la situación prevista para el año 1959 en que correspondería una carga máxima de 290.000 kW y una energía en la red (medida en las barras de 31,5 kV en Montevideo) de 1290 $\times 10^6$ kWh. El estudio se hizo para el conjunto de las centrales hidráulicas de Bonete y de Baygorria, y las centrales térmicas de Montevideo. Las potencias asignadas a esas centrales, medidas en la red de 31,5 kV en Montevideo, han sido:

	Potencia garantida	*Potencia máxima*
Central hidroeléctrica de Bonete .	78.000 kW	108.000 kW
Central hidroeléctrica de Baygorria	65.000 "	87.000 "
Centrales térmicas de Montevideo .	145.000 "	145.000 "

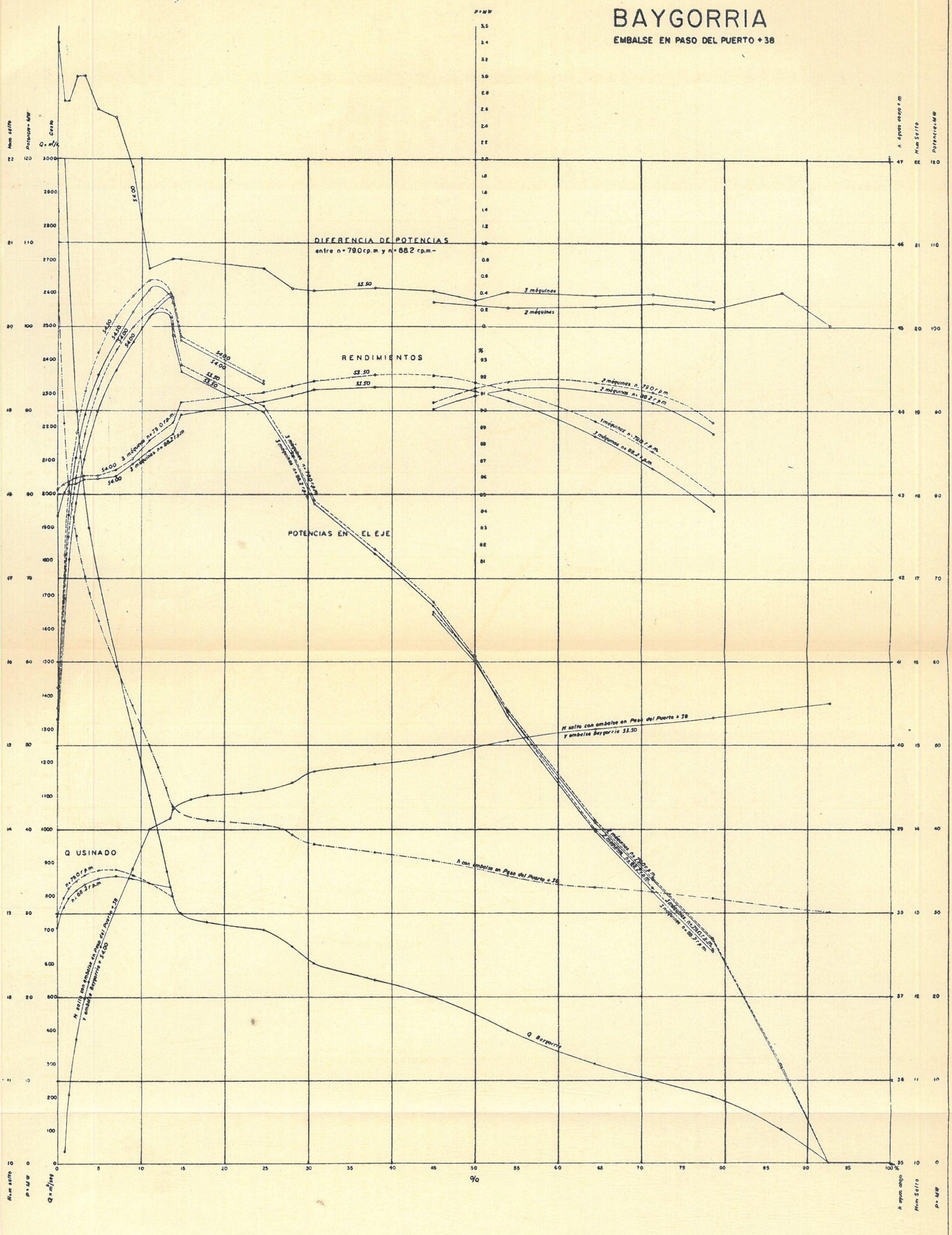
Los valores correspondientes a la central en Baygorria se fijaron en base a los estudios preliminares y fueron verificados posteriormente.

Para el estudio se hizo el cálculo de las energías y potencias mes a mes durante el período 1º de abril de 1914 al 1º de enero de 1953. Como ya se ha explicado, se trabajó según distintos regímenes de trabajo de las centrales.

En los períodos de aportes normales de aguas se determinó la energía a producir hidráulicamente suponiendo que Bonete y Baygorria trabajan simultáneamente a su potencia máxima, cubriendo la base del diagrama de cargas, y dejando las centrales térmicas para cubrir los picos del diagrama. En los períodos deficitarios, en cambio, las centrales térmicas cubrirían la base de los diagramas de cargas mientras las usinas hidráulicas harían el servicio de picos. Como no es conveniente pasar bruscamente de un servicio normal a uno deficitario, o vice-

BAYGORRIA

EMBALSE EN PASO DEL PUERTO + 38



NOTA LA CURVA DE DURACION DE CAUDALES SE OBTUVO DEL NUEVO PLAN DE ECONOMIA DE AGUA (1953) PARA EL PERIODO 1.4.1914 I.4.1932 -

	FECHA	NOMBRE	
CALCULADO			U.T.E. OBRAS HIDROELECTRICAS.
DIBUJADO		Carlos Bottaro	
APROBADO			
Ing. Jefe	Ing. Consultor		Nº 5492

USINA EN RINCON DE BAYGORRIA.
VARIACION DE LAS POTENCIAS EN EL EJE PARA 2 Y 3 MAQUINAS CON EMBALSE EN PASO DEL PUERTO +38 Y EMBALSE EN BAYGORRIA 53.50.

COLOMBINO

Figura Nº 5

versa, se trabajó con "períodos mixtos" en los que se obtuvo hidráulicamente, además de la energía y potencia de picos, una potencia de base del 10 al 20% de la potencia total del diagrama. En los períodos deficitarios y mixtos se supuso que la repartición de potencias entre Bonete y Baygorria se hace dividiendo el diagrama hidráulico proporcionalmente a las energías producidas en cada usina; esta repartición es posible, pues esas usinas trabajarían entonces con potencias inferiores a su potencia instalada.

Después de laboriosos cálculos se obtuvieron los datos para construír los planos de economía de agua del proyecto, que muestran, mes a mes durante el período estudiado, las informaciones siguientes:

1) El gasto mensual.

2) El contenido del embalse regulador de Bonete y sus niveles.

3) El consumo de agua, habiéndose representado en forma especial las descargas por el vertedero.

4) Las potencias disponibles en las centrales del sistema.

5) La producción de energía hidráulica, correspondiente al caudal turbinado y al nivel del embalse.

6) La potencia y la energía térmicas requeridas.

El estudio así hecho mostró las energías y potencias que se pueden esperar de la nueva Central en Rincón de Baygorria, trabajando armónicamente en el conjunto de centrales generadoras. Deduciendo la pérdida que resultará en la generación de la Central de Bonete por efectos del remanso producido en Baygorria, resulta que la contribución neta de la nueva central hidroeléctrica a la energía generada en el sistema será de 384 a 411 $\times$ 10^6 kWh anuales, (valores en las barras de 31,5 kV en Montevideo).

Es interesante hacer notar que a un resultado muy semejante al obtenido con ese detallado plan de economía de agua se llega mediante las curvas deficitarias del Río Negro, elaboradas con los datos del hidrógrafo de Paso de los Toros durante el período 1916-1942, ya publicadas en el trabajo del Ing. Carlos A. Giavi aparecido en la *Revista de Ingeniería* de noviembre de 1949. Al aplicar este método debe considerarse: *a)* el conjunto de las usinas hidráulicas como una usina única con caída neta igual a la suma de las dos; *b)* que los caudales entre Bonete y Baygorria son proporcionales a los aguas arriba de Bonete, y *c)* que el embalse y la capacidad instalada en Baygorria son suficientes para permitir su utilización en el mismo grado que los caudales almacenados en Bonete. Estas hipótesis se cumplen satisfactoriamente.

Haciendo el cálculo por medio de las curvas deficitarias se encontró que la energía hidráulica media anual para la carga de 289.000 kW sería de 993,5 $\times$ 10^6 kWh frente a 996,0 $\times$ 10^6 kWh que dá, para ese período, el plan de economía de agua, o sea un error de 0,23 %. El método de las curvas deficitarias tiene, además de la rapidez, una vez hechas las curvas, la ventaja de permitir estudiar fácilmente otras distribuciones de las cargas.

3.3 Curvas de duración de caudales de potencias.

Con los datos obtenidos en el plan de consumo de agua se procedió a trazar la curva de duración de caudales.

A tal fin se utilizaron los diagramas de duración de cargas y se determinaron los gastos correspondientes a las distintas duraciones; con esos valores se construyó la curva de duración de caudales, que es una curva fundamental para la elección de las características de las turbinas (véase fig. Nº 5).

La otra línea fundamental es la de los niveles aguas abajo de la usina en estudio. Aquí deben distinguirse dos casos: que haya o no otra central aguas abajo, en Paso del Puerto. Las relaciones entre gastos y alturas están expresadas en las curvas de la figura Nº 3, y es posible entonces construír la curva de niveles aguas abajo en correspondencia con los gastos de la curva de duración de gastos.

Como resultado de los estudios preliminares se ha establecido que el nivel superior normal más conveniente del embalse de Paso del Puerto sería de + 38,5 y el nivel promedio + 38,0. Del mismo modo el nivel superior normal de Baygorria se fijó en + 54,0 y el nivel promedio en + 53,5. Por diferencia entre los niveles aguas arriba y aguas abajo se obtienen las caídas útiles H y se trazan las curvas correspondientes de duración del salto (sin y con usina en Paso del Puerto).

Algunos de los valores obtenidos para estas variables se agrupan en el Cuadro III siguiente:

Cuadro III

Frecuencia de niveles y saltos en Baygorria

Duración %	Q total en Baygorria m^3/seg.	Sin embalse en Paso del Puerto — Nivel aguas abajo m.	Sin embalse en Paso del Puerto — Salto m.	Con embalse en Paso del Puerto a + 38,0 — Nivel aguas abajo m.	Con embalse en Paso del Puerto a + 38,0 — Salto m.
2	2.300	42.10	11.90	42.60	11.40
4	1.850	41.00	13.00	41.70	12.30
6	1.600	40.42	13.58	41.20	12.80
8	1.390	39.90	14.10	40.70	13.30
10	1.200	39.30	14.70	40.25	13.75
14	775	38.00	15.50	39.25	14.25
20	720	37.74	15.76	39.08	14.42
30	615	37.30	16.20	38.85	14.65
40	540	37.02	16.48	38.70	14.80
50	450	36.60	16.90	38.53	14.97
60	386	36.00	17.50	38.35	15.15

La potencia garantida es la menor entre la potencia máxima correspondiente a la energía de pico que permite generar, en regimen deficitario, la reserva de hierro, o la potencia reducida por disminución del salto en las crecientes. Consideramos primeramente la potencia garantida en regimen deficitario.

En el período que abarca el hidrógrafo del Río Negro el déficit de aguas mayor corresponde a la gran sequía de 1944/945. Para estudiar la potencia garantida se considera en esa época el período de 10 meses del 1º de noviembre de 1944 a fines de agosto de 1945, durante el cual el aporte del río fue de sólo 1,6 km.³. A estos aportes hay que agregar la reserva de hierro del embalse de Bonete y de esa cantidad total de agua disponible deben deducirse las pérdidas por evaporación y filtración. Tratándose de un período de sequía corresponde deducir la evaporación total en el embalse, la que de acuerdo con las observaciones hechas, sería de aproximadamente 1400 mm/año. La evaporación depende del área del embalse la que se supone disminuyendo continuamente de los 765 km². correspondiente al nivel normal inferior (+ 73,34) a los 632 km². correspondientes al nivel mínimo inferior (+ 70,34). Hechos los cómputos, se calculó que la pérdida por evaporación asciende a 0,86 km³. en los 10 meses considerados. En cuanto a las filtraciones en el embalse de Bonete, se suponen de 0,12 km³., durante ese período.

En resumen, de los datos mencionados resulta:

Aflujo total, en 10 meses	1,50 km³.
Reserva de hierro	1,56 ”
Total de agua	3,06 km³.
A deducir: evaporación + filtración	0,99 ”
Agua disponible neta en 10 meses	2,07 km³.

Reducido al año da: $V = 2{,}48$ km³/año en Bonete.

El embalse de Baygorria y la cuenca adicional entre Bonete y Baygorria no pueden prestar una contribución apreciable de agua al servicio deficitario porque la evaporación adicional en el lago de Baygorria consume prácticamente todo el volumen de la reserva de hierro de ese embalse. Por eso la usina en Baygorria deberá trabajar únicamente con los aportes de agua provenientes de Bonete que serán, como ya se dijo, $V = 2{,}48$ km.³/año. Combinando esos caudales anuales V con los saltos correspondientes H en Bonete o en Baygorria se obtienen los valores de la energía anual disponibles. Para calcularla en Montevideo en el servicio deficitario se tomó un rendimiento complexivo de 0,76 para el conjunto de las turbinas,

generadores, transformadores y líneas de transmisión.

Resulta así:

$$E = \frac{0{,}76 \times 3{,}81\, H.\, V}{3600} = 0{,}00207\, H.V \text{ en}$$

kW anuales.

Los valores de V y H a introducir en esa fórmula se fijan en base a las siguientes consideraciones: tratándose del cálculo de la energía deberá tomarse para el salto H un valor medio del nivel aguas arriba durante el período de sequía y no el valor mínimo; análogamente en cuanto al nivel aguas abajo, que depende del caudal turbinado en las horas del servicio de picos, se deberá tomar un valor menor que el gasto correspondiente a la potencia máxima de las usinas hidráulicas. Resulta así, para Rincón del Bonete un nivel medio aguas arriba de + 71,85 y niveles aguas abajo que varían entre + 53,10, correspondiente a gastos medios entre 350 y 420 m^3/seg., y + 53,85 correspondiente a gastos medios entre 600 y 700 m^3/seg.; los saltos H serán entonces **18,75 y 18,0 m.**

Análogamente, los saltos en Baygorria correspondientes a esos gastos serán, respectivamente, de 16,2 y 15,0 m.

Los valores correspondientes de las energías en servicio deficitario serán, de 96,2 a 92,4 millones de kWh anuales para Bonete (en promedio 94,0) y de 83,0 a 77,0 millones de kWh en Baygorria (en promedio 79,8). En conjunto y en promedio se tomó el valor 173,8 × 10^6 kWh anuales para la energía de pico en regimen deficitario. En correspondencia con esa energía se determinan las potencias de pico en distintos años de la siguiente manera:

1)	Años	1959	1961
2)	Energía total de la red (en kWh × 10^6)	1290	1510
3)	Carga máxima de la red (en kW × 10^3)	289	338
4)	Energía total con la carga máxima (8760 hr. × (3) kWh × 10^3)	2531	2960
5)	Energía hidráulica de pico kWh × 10^6	173,8	173,8
6)	Porcentaje de energía hidráulica de pico (5): (6) %	6,87	5,88
7)	Porcentaje de carga de pico correspondiente a (6) %	49,2	46,3
8)	Carga hidráulica de de pico kW × 10^3	143	157
9)	Carga Baygorria (79,8: 173,8 × (8) kW × 10^3)	65	72
10)	Carga Bonete (94 : 173,8 × (8) kW × 10^3)	78	85

Resulta así que la potencia de garantía de la Central de Baygorria sería de 65.000 kW, medidos en Montevideo.

Si pasamos a considerar la potencia de garantía durante las crecientes, de las curvas de rendimiento de las turbinas deducimos que potencias totales superiores a 76,5 MW en la usina (correspondiente a 65 MW en Montevideo) sólo se pueden obtener con saltos H superiores a 11.00 m.; esos saltos corresponden a caudales menores de 3000m^3/seg. si no hay embalse en Paso del Puerto (llevando el nivel aguas arriba en Baygorria a 54,50) pero si existiera esa nueva obra ya con caudales de 2.800 m^3/seg. en Baygorria se reduciría la potencia garantida, por debajo de 65 MW.

3.4 Elección de las turbinas y de los generadores.

En una instalación hidroeléctrica, especialmente de baja caída, son variables en el tiempo la altura útil, el caudal disponible y también la potencia que debe suministrar la turbina. Unicamente debe permanecer constante la velocidad de rotación de la máquina la que debe estar de acuerdo con el número de revoluciones del generador eléctrico y la frecuencia de 50 ciclos por segundo de la corriente alterna.

En la elección de las máquinas para la central hidroeléctrica en Rincón de Baygorria debe atenderse a la doble situación que exista o no, la presa en la proximidad de Paso del Puerto. La variación en los saltos para los mismos caudales que puede verse en el cuadro Nº III hace imperativo el uso de turbinas tipo Kaplan de doble regulación.

Para determinar las demás características de las máquinas debe decidirse cuál será el caudal turbinado total máximo. Se decidió tomar el valor 810 m^3/seg. que corresponde a los máximos turbinados en Bonete (alrededor de 720 m^3/seg.) más un incremento de 10% para aprovechar los aportes de la cuenca entre Bonete y Baygorria. Esta elección está justificada porque los caudales

mayores del elegido tienen una duración muy reducida y, por otra parte, resulta conveniente disponer de máquinas de bastante potencia para una mayor adaptación a las necesidades del servicio y para poder aprovechar lo mejor posible las crecidas producidas aguas abajo del embalse regulador de Bonete.

Una vez establecido el caudal turbinable queda por fijar el número de máquinas. En las condiciones de esta obra sólo debe elegirse entre 3 ó 4 máquinas; se decidió por 3 máquinas para ocupar con la usina un menor espacio en el lecho del río, que resultaba bastante estrecho para ubicar la usina y el vertedero requerido. Finalmente, debe establecerse "el salto de construcción" de las máquinas que es el salto en que, para el gasto máximo admisible, se llega a la curva límite de cavitación. Para atender a la probable situación futura en que se construya la usina en Paso del Puerto, se eligió el salto de construcción aproximadamente igual al salto natural existente en Baygorria con el gasto máximo turbinado y el embalse en Paso del Puerto a nivel + 38,0, es decir 14,7 m.

Con estas limitaciones aparecen como convenientes rodetes de velocidades regulares 79, 83,4 y 88,2 revoluciones por minuto. Las máquinas de mayor velocidad resultan de costo algo menor, por resultar turbinas de dimensiones ligeramente más reducidas y generadores con menor número de polos, pero por otra parte las máquinas de mayor velocidad no permiten aprovechar los caudales mayores, como las máquinas más lentas.

Para decidir esta importante cuestión, se estudiaron las energías anuales y las potencias máximas de garantía para máquinas de distintas velocidades normales de rotación. En el plano de la fig. Nº 5, se indica el resultado obtenido para las velocidades de 79 y 88,2 r.p.m. en base a curvas de rendimiento, en función de los gastos y alturas de salto (curvas concoidales) suministradas por reputados fabricantes de turbinas hidráulicas. Resulta una disminución de la energía aprovechable de cerca de 4 millones de kWh anuales y una pérdida de aproximadamente 2.800 kW en la potencia mínima garantida en crecientes de 3.000 m³/seg.; habiendo estimado el valor económico de estas pérdidas frente al aumento de costo de la instalación se halló justificada la máquina de 79 r.p.m. y se fijó esa característica entre las bases de la licitación.

Se fijó la altura del plano medio del rodete al nivel + 36,80 teniendo en cuenta los niveles aguas abajo en relación con las formas y dimensiones previstas para los pasajes de agua y las condiciones de cavitación sin o con embalse en Paso del Puerto.

En el dimensionado del generador se tuvo presente que para una larga duración del mismo no se debe llegar hasta el límite del calentamiento admitido por las normas. Como además el aumento de precio por aumento de potencia es relativamente pequeño, se eligió un generador algo más potente que el estrictamente necesario.

Con nivel superior en Baygorria de 54,0 la turbina alcanza una potencia de 35 MW y el generador en bornes 34 MW aproximadamente. Se fijó la potencia del generador en 36 MVA con cos φ igual a 0,95, pudiéndose así aprovechar toda la potencia de la turbina con el calentamiento del generador normalmente admisible.

B. ESTUDIOS SOBRE MODELOS HDRAULICOS

3.5 Generalidades.

Para investigar detenidamente cuáles serían las situaciones, formas y dimensiones más adecuadas de la usina, la esclusa y el vertedero y ver las mejoras que podrían introducirse a los proyectos preliminares, se efectuaron ensayos sobre modelos hidráulicos.

Esos ensayos fueron programados por el Prof. A. Ludin y se hicieron en el laboratorio "Theodor Rehbock" de la Facultad Técnica de Karlsruhe, bajo la dirección del Prof. Dr. H. Wittmann, y abarcaron las dos variantes previstas para el vertedero.

La variante *A* en la que el vertedero estaba constituído por 5 vanos de 21 m. de ancho libre cada uno con pilares de 5 m. de ancho y la variante *B* en la cual hay 9 vanos de 14 m. de luz libre entre pilares de 2,50 m. de ancho.

Los puntos estudiados fueron:

1) *Vertedero.* — a) Determinación de la mejor forma de los pilares del vertedero.

b) Investigación de la forma y dimensiones óptimas del umbral fijo.

c) Estudios para determinar la forma y dimensiones más convenientes para el lecho amortiguador, en base a ensayos comparativos de erosión.

d) Aforos del vertedero para desagüe libre y para distintas posiciones de las compuertas de cierre.

e) Forma del pilar de separación entre la usina y el vertedero.

2) *Usina.* — f) Investigación de las corrientes hacia las entradas de agua de la usina y de las corrientes a la salida de la usina.

g) Forma de los pilares de la entrada de los pasajes de agua de la usina.

3) *Esclusa.* — h) Determinación de formas adecuadas para los antepuertos de la esclusa.

i) Investigación de las corrientes durante el relleno de la cámara de la esclusa, con el fin de obtener la mayor disipación de energía.

j) Investigación de los niveles de agua en el río en las distintas etapas de la construcción.

Como es usual en estos casos los modelos se hicieron de manera que cumplieran con la ley de semejanza de Froude o sea eligienla escala de reducción de las longitudes λ y la de los tiempos τ de manera que resultase $\lambda \times \tau^{-2} = 1$.

Para una investigación preliminar de los puntos *a, b, c, d* y *e* se construyeron modelos parciales a escalas 1:36 para la Variante *A* y 1:40 para la Variante *B* en un canal de 0,75 m. de ancho con paredes de vidrio. El modelo comprende una sección completa del vertedero y 5,5 m. de los tramos adyacentes. Estas investigaciones sobre corrientes, predominantemente de dos dimensiones permitieron dar orientaciones claras respecto a las formas más convenientes de los pilares, de los umbrales y de la forma y dimensiones del lecho amortiguador. Habiendo de esa manera establecido las características definitivas de la obra, se construyeron modelos completos a escala 1:60 con los cuales se corrigieron los valores de los aforos obtenidos de los ensayos con modelo parcial en canal y, además se estudiaron los puntos *f, g, h* e *i*. En los modelos completos además de las obras, se incluían un tramo de 1000 m. del río aguas arriba de la presa y un tramo aguas abajo. La fotografía de la figura Nº 6 muestra el modelo completo de la Variante *B*.

Para la investigación de las corrientes durante el llenado de las cámaras de la esclusa, se construyó un modelo especial a escala 1:25 que permitió la medida de los esfuerzos hidrodinámicos ejercidos sobre las embarcaciones y sus reacciones durante el servicio de la esclusa.

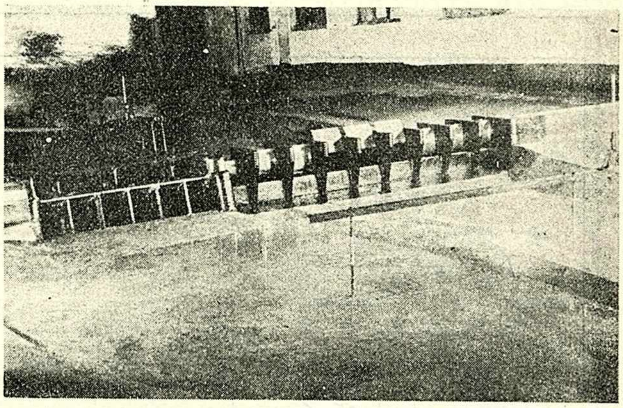


Figura Nº 6. — Variante "B" del Vertedero. - Vista aguas arriba

3.6 Ensayos relacionados con la construcción del vertedero.

1) *Los ensayos en modelo parcial.* — Como se dijo anteriormente los ensayos se hicieron para la Variante *A* y para la Variante *B*.

Variante A — En la figura Nº 7 se indican las distintas formas de umbrales ensayados. La forma 1 corresponde al proyecto preliminar; la forma 2 fue estudiada para mejorar la capacidad de desagüe; la forma 3 se estudió para reducir la altura de la compuerta; finalmente se llegó a la forma 4 como la más satisfactoria desde el punto de vista hidráulico y económico.

Además se investigó la forma más adecuada de las cabezas de los pilares. Los ensayos dieron como resultado que, para el desagüe libre de ambos lados del pilar, los desagües eran iguales con las cabezas semicirculares que con las ojivales, pero que en cambio, era superior la forma semicircular si se cerraba un vano adyacente al pilar, pues la corriente se adaptaba bien a la pared circular mientras que con la cabeza ojival se producía un desprendimiento de la corriente, reduciéndose la capacidad de desagüe, como se indica en los dibujos correspondientes de la figura Nº 7.

Se hicieron los aforos para las compuertas tipo "gancho" correspondientes a la Variante *A*, en distintas situaciones de maniobra.

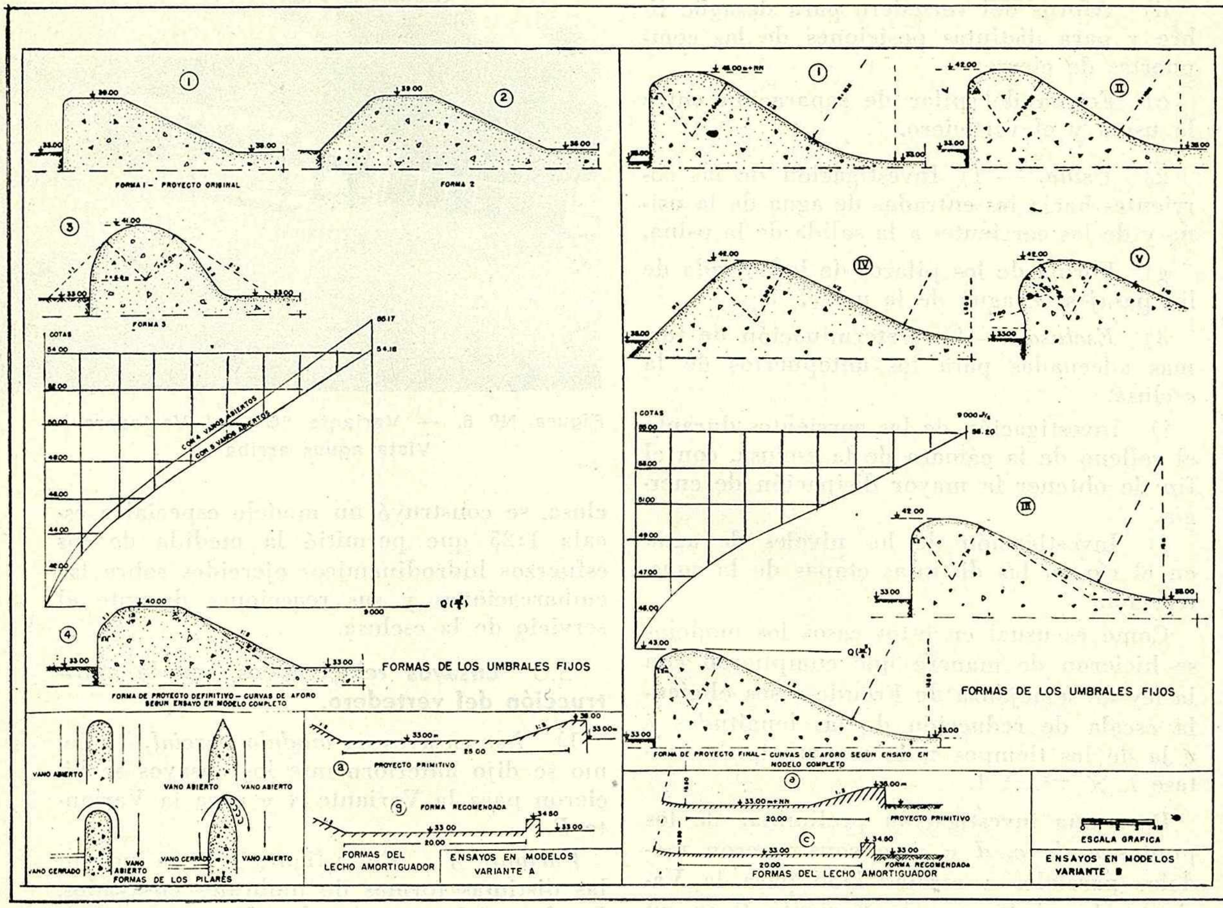


Figura Nº 7

Para determinar las dimensiones más adecuadas del lecho amortiguador se hicieron ensayos comparativos de la erosión del fondo del río aguas abajo del lecho amortiguador. A tal fin, el fondo del modelo se cubrió con materiales livianos (arena fina, polvo de pómez) y se compararon los cuadros de las socavaciones producidas luego de pasar distintos caudales durante 45 minutos, al cabo de los cuales no se modificaba el cuadro de erosión. Puesto que el tamaño de los materiales usados y su peso no están en la relación de semejanza con la naturaleza, las profundidades observadas de las erosiones no están a escala y sólo podemos comparar los resultados cualitativos de las erosiones.

Se estudiaron 11 variantes. La forma originariamente prevista, señalada con la letra *"a"*, tenía el fondo del lecho amortiguador al nivel + 33,0 con 25 m. de longitud entre el pie del talud del vertedero y el umbral final; éste tenía 2 m. de altura y una rampa con talud 1:3 de acordamiento con el lecho amortiguador. Los ensayos mostraron que esa rampa resultaba perjudicial, por desviar hacia arriba las venas de corriente y esa forma, se sustituyó por umbrales finales con paredes verticales.

Luego se modificaron las longitudes del lecho amortiguador, que variaron entre 17 m., 20 m. y 25 m., y las alturas del umbral final sobre el lecho amortiguador, que variaron entre 1,25 m., 1,50 m., 1,75 m. y 2 metros. La forma más conveniente resultó aquélla con lecho amortiguador de 20 m. de longitud, con el fondo al nivel + 33,0 y un umbral final de 1,50 m. de altura (coronamiento a + 34,50), que se indica con la letra *"g"* en la figura Nº 7.

En el cuadro siguiente se indican las profundidades máximas de las erosiones observadas con la forma del lecho amortiguador

primitivamente proyectada y con la forma que se recomendó; se indica también la distancia mínima entre esa máxima socavación y la pared posterior del umbral final.

Forma "a" originariamente proyectada			Forma "g" recomendada finalmente	
Caudales $m^3/seg.$	*Profundidad máxima de erosión*	*Distancia al umbral final*	*Profundidad máxima de erosión*	*Distancia al umbral final*
900	2,00 m.		0,50 m.	
1375	1,50 "	6,50 m.	1,00 "	6,00 m.
2685	2,00 "	13,00 "	1,40 "	8,00 "
5400	5,00 "	22,00 "	3,00 "	14,00 "
6600	6,00 "	24,00 "	3,50 "	15,00 "
9000	6,00 "	23,00 "	5,00 "	18,50 "

Variante B — En la fig. Nº 7 se indican las formas y dimensiones de los umbrales de vertedero ensayados. La forma I es la proyectada originariamente, con coronamiento a nivel + 43,0.

La forma II es igual a la I pero con la cresta 1,0 m. más baja: se obtiene así una mayor capacidad de desagüe, pero la forma del escurrimiento no resultó muy satisfactoria pues los filetes líquidos se desprenden de la superficie posterior del umbral, saliendo a la superficie en forma ondulada; con esta forma de escurrimiento hay que contar con erosiones más importantes que si el escurrimiento fuera con napa sumergida. Por lo tanto la forma II no resulta satisfactoria y debió ser modificada. La forma III representa una mejora respecto a la forma II; al hacerse menos pendiente el dorso del umbral se consigue que la napa se conserve adherida a la superficie del umbral para todos los caudales inferiores a 7500 $m^3/seg.$; para caudales mayores la napa se desprende del dorso del umbral y sale en forma ondulada a la superficie. Finalmente, se ensayaron las formas IV y V, con las que se mejora muy poco el rendimiento del vertedero, respecto a la forma III, por lo que no se justifican los aumentos de costo de la obra correspondientes. En definitiva, se recomendó la forma III.

Respecto a las formas de los pilares, valen también para la Variante *B* los resultados hallados para los pilares más gruesos de la Variante *A*; es decir que la forma semicircular es la más conveniente.

También para esta variante se hicieron ensayos comparativos para determinar las formas y dimensiones más convenientes a dar al lecho amortiguador. Como para la Variante *A*, se investigaron 10 formas distintas. En la forma *"a"* propuesta originariamente estaba el fondo del lecho amortiguador al nivel + 33,0 con un largo de 20 m. entre el pie del dorso del umbral y el umbral final; este último tenía 2 m. de altura y una rampa de pendiente 1:3 hacia el lecho amortiguador. Se constató que esta forma es poco favorable, especialmente por la influencia de la cara inclinada del umbral final. Se ensayaron otras formas con umbrales finales de caras verticales y con alturas variables entre 1 m., 1m.50 y 2 m. y longitudes entre 15 m., 17.50 m. y 20 m. De la comparación de los cuadros de erosión resultó recomendable la forma *"c"* con un umbral final con coronamiento al nivel 34,50, y un lecho amortiguador a nivel + 33,0 de 20 m. de longitud.

En el cuadro siguiente se indican las profundidades máximas de las erosiones observadas con la forma de lecho amortiguador originariamente proyectada y con la forma que resultó más favorable; se indica también la distancia mínima de esa máxima socavación a la parte posterior del umbral final.

	Forma "a" originariamente proyectada		Forma "c" recomendada finalmente	
Caudales m^3/seg.	Profundidad máxima de erosión	Distancia al umbral final	Profundidad máxima de erosión	Distancia al umbral final
1400	1,00 m.	5,00 m.	1,50 m.	12,00 m.
2800	1,50 "	13,00 "	1,50 "	21,00 "
5175	4,50 "	24,00 "	2,50 "	29,50 "
9000	6,00 "	32,00 "	2,75 "	36,00 "

Las erosiones más profundas están a bastante distancia del umbral final del lecho amortiguador.

2) *Los ensayos sobre modelos completos.* — En base a los resultados obtenidos de los ensayos sobre modelos parciales se construyeron los modelos completos de la obra en las Variantes *A* y *B*.

Estos modelos completos permitieron estudiar los movimientos del agua en las tres dimensiones, lo que no era posible en los modelos parciales; de esta manera se pudieron investigar los puntos indicados bajo las letras *e), f), g)* y *j)* del parágrafo 3.5 de este capítulo.

Variante A. — En primer lugar se procedió a aforar el vertedero, con las corrientes en 3 dimensiones, para las formas 1, 3 y 4 del umbral con los coronamientos a niveles + 39,0 y + 40,0. Estos ensayos confirmaron la conveniencia de la forma de umbral 4 por ser la más sencilla de construir y poseer muy buen rendimiento el vertedero. Con el coronamiento a nivel + 40,0 es posible desaguar 9000 m^3/seg. con las 5 compuertas abiertas sin que el nivel aguas arriba sobrepase el nivel + 54,18. El desagüe se efectuó con napa adherente a la superficie del umbral y con remolino de superficie hasta gastos de aproximadamente 6500 m^3/seg.; para caudales mayores la napa se despega del umbral pasando a napa de superficie ondulada. Ese valor de $Q = 6500$ m^3/seg. debe tomarse como una aproximación de $\pm$ 10% pues el pasaje de una forma a otra de escurrimiento no se produce simultáneamente para todas las compuertas y, además, el cambio se produce para gastos mayores si éstos van aumentando que si van disminuyendo.

Comparando la curva de aforos que resulta del ensayo con el modelo completo con la que se deduce, por proporción, en los aforos en modelo parcial resulta que, en general, para un gasto dado, los niveles aguas arriba son más altos en el modelo completo que lo que se deduce del modelo parcial. Para la forma 4 con coronamiento a + 40,0 y haciendo el desagüe sólo por 4 vanos libres del vertedero, se encontraron las siguientes diferencias:

	Niveles aguas arriba		
	Modelo completo	Modelo parcial	Diferencia m.
9000 m^3/seg.	55,77	54,09	1,68
6000 "	51,48	50,90	0,58
4000 "	48,65	48,53	0,12

Análogas diferencias se encontraron con las otras formas de umbrales ensayadas. Esas diferencias deben ser atribuídas a las siguientes diferencias entre los modelos:

a) En el modelo parcial, en el que sólo están representados un vano del vertedero y a cada lado ½ vano adyacente, (lo que en total representa un ancho de 27 m.), la corriente es bidimensional y en el canal se desarrollan aguas arriba velocidades apreciables; en el modelo completo, aguas arriba del vertedero se tienen anchos del orden de 220 m.; por lo tanto la velocidad aguas arriba es muy pequeña. Es decir que hay diferencias apreciables. En la velocidad de aflujo sobre el umbral esas diferencias justifican que, para caudales del orden de 8000 m^3/seg. existe una sobreelevación del nivel de unos 0,68 m. en el modelo completo.

b) Los niveles aguas arriba se midieron a 140 m. delante del umbral en el modelo

completo mientras que sólo a 30 m. en el modelo parcial. La altura cinética correspondiente, para los caudales de 8000 m^3/seg. alcanza a 0.30 m.

c) Finalmente, las corrientes transversales que en el modelo completo se producen delante de la Usina al abrirse el vertedero ocasionan desviaciones de las corrientes, las que ocasionan remansos aguas arriba. Ese aumento de nivel se puede estimar, según mediciones hechas en el modelo parcial, en 0.69 m. para $Q = 8000$ m^3/seg. En conjunto las causas enumeradas justifican una sobreelevación del nivel aguas arriba, para $Q = 8000$ m^3/seg. de $0,68 + 0,30 + 0,69 = 1,67$ m. en concordancia con lo observado.

También se aforaron las compuertas, en el modelo completo. A causa de las corrientes tridimensionales, que aparecen en el modelo completo, resultó una disminución del rendimiento de desagüe de 97 % aproximadamente del estimado en base a los ensayos en modelo parcial para los desagües por encima de la compuerta (se desciende la mitad superior de la compuerta). En cambio, si se deja fija al nivel normal la mitad superior de la compuerta y se va levantando la mitad inferior se encuentra que para elevaciones de hasta 5 m. los caudales desaguados en el modelo completo son superiores a los correspondientes en el modelo parcial para aberturas iguales, pero si la elevación de la compuerta es mayor de 5 m., los caudales en el modelo completo resultan menores que en el modelo parcial.

Se determinaron las distribuciones de las presiones y de las velocidades en, por lo menos, 2 secciones del umbral en correspondencia con distintos caudales.

Se completaron los estudios de la destrucción de la energía en el lecho amortiguador. Ya el modelo parcial permitió determinar el largo y la forma más adecuada del lecho; el modelo completo permitió aclarar los efectos en la erosión tridimensional. El período de cada ensayo fue de 45 minutos, ya que pasado ese plazo el cuadro de erosión se estabilizaba.

La forma de los cuadros de erosión en el modelo completo difiere de la deducida de los ensayos en el modelo parcial. En general las máximas socavaciones no se hallaron frente a los vanos por donde desaguaban los mayores caudales sino a sus costados.

Varios ensayos comparativos confirmaron que la longitud de 20 m. para el lecho amortiguador era la más recomendable teniendo en cuenta los efectos hidráulicos y el costo; también se confirmó la conveniencia en colocar muretes de 1.50 m. de altura en la prolongación de los pilares del vertedero hasta el umbral del lecho amortiguador.

Variante B. — Para esta Variante se construyó el modelo en base a la forma III determinada como la mejor en el modelo parcial, pero se dispuso el coronamiento a nivel + 43,0, en vez de 42,0; al dorso se le dió la pendiente ½ en vez de 2/3 y el radio del acordamiento entre el dorso del umbral y el lecho amortiguador se hizo de 18.50 m. en vez de 16 m.. Con 8 aberturas libres es posible desaguar 9000 m^3/seg. sin que el nivel aguas arriba sobrepase el nivel 55,20 y sin que se observase el desagüe con napa ondulada en la superficie. Variaciones de $\pm$ 1,0 m. en el nivel aguas abajo ocasionaron cambios de + 0.30 y — 0.23 m. en el nivel aguas arriba para el caudal máximo de 9.000 m^3/seg.

Como en la Variante A, se observó que los niveles aguas arriba, para un caudal dado, resultan más elevados que los observados en el modelo parcial. La justificación de las diferencias, que son algo menores que las observadas en la Variante A, es la misma ya explicada.

El aforo de los desagües por las compuertas dió caudales menores que los determinados en el ensayo con modelo parcial, lo que era de esperarse teniendo en cuenta la menor altura, en 1 m. de la napa vertiente.

También se determinaron la distribución de las presiones y de las velocidades en 2 secciones de la napa vertiente, en correspondencia con distintos caudales.

Los estudios comparativos de los cuadros de erosión mostraron que la forma elegida en base a los resultados observados en el modelo parcial es la más recomendable.

Los ensayos de erosión hechos tanto para la Variante *A* como para la Variante *B* enseñan inequívocamente que para evitar socavaciones innecesarias en el manejo de las aberturas del vertedero debe seguirse un plan en el que se cumplan las siguientes condiciones:

a) Hay que evitar abrir completamente una compuerta si las compuertas vecinas están cerradas o desaguando caudales reducidos.

b) Las diferencias de los desagües por compuertas vecinas deben ser reducidas. Si una compuerta está completamente abierta, hay que abrir escalonadamente las compuertas a los costados para pasar en forma gra-

dual del caudal máximo por compuerta al mínimo.

c) El desagüe por el vertedero debe adaptarse en lo posible a la distribución de las velocidades en el río, es decir que en lo posible se desaguarán los caudales mayores para las compuertas del centro del vertedero, disminuyendo hacia las orillas.

Además, la observación de los modelos ha mostrado que no son de temer depósitos de arenas delante de los umbrales, pero aún en el caso que esto ocurriera, se tendrían formas de umbral semejantes a la forma 3 de la Variante *A*, cuyo rendimiento hidráulico no es inferior al de las formas elegidas.

En la disposición constructiva elegida, con la usina sobre la orilla izquierda, resulta que el extremo derecho del vertedero viene a quedar aproximadamente en la línea de la orilla derecha del río, mientras que el pilar de separación entre la usina y el vertedero queda hacia el centro del cauce actual del río. Como consecuencia resulta que al desaguar grandes caudales se producen fuertes corrientes transversales delante de la usina y que al desviarse esa corriente en el pilar de separación se forma un fuerte remolino. Por lo tanto es importante la forma de la cabeza del pilar de separación para reducir en lo posible esos efectos. La forma semicircular proyectada reveló ser adecuada.

También se investigó la influencia de colocar umbrales intermedios en el lecho amortiguador. Los ensayos tanto en la Variante *A* como en la *B* revelaron reducción de las socavaciones en los cuadros de erosiones. Sin embargo como esas mejoras fueron importantes para caudales intermedios, pero de poca entidad para caudales menores de 2000 m^3/seg. o mayores de 6500 m^3/seg., y teniendo en cuenta el mayor costo de un umbral intermedio en el lecho amortiguador se resolvió prescindir de esa mejora en el proyecto definitivo de la obra.

Todos los ensayos corroboraron la necesidad de construir un muro lateral sobre el extremo derecho del vertedero para suprimir los remolinos y las erosiones que se forman allí sobre la orilla derecha. Por lo tanto es necesario construir el muro de esclusa por lo menos en unos 50 m. de longitud.

3.7 Ensayos relacionados con la construcción de la usina.

1) *Entradas a la usina.* — Se hicieron ensayos para determinar la forma y disposición más convenientes para las entradas de agua a las turbinas.

Se observó que la mayor corriente hacia la usina proviene de la orilla izquierda; especialmente, si está abierto el vertedero la corriente en sentido paralelo a la usina es muy apreciable y llega a ser preponderante para desagües de 5000 m^3/seg. Para determinar la influencia de estas corrientes sobre el aflujo de agua a las turbinas se midieron las velocidades de la corriente en las entradas, tomándose 160 puntos por entrada. El trazado de las isótacas reveló que, con la forma de las entradas del proyecto primitivo, la distribución de velocidades es asimétrica y con zonas de aguas muertas del lado izquierdo de las aberturas; esta situación empeora al abrirse el vertedero.

Para corregir en lo posible estos defectos se redondearon los pilares intermedios en las entradas, mejorándose apreciablemente la distribución de velocidades en las tomas de agua.

Sin embargo, se encontró que esas medidas no eran suficientes y que sería conveniente modificar las condiciones generales del aflujo de agua hacia la usina. A tal fin se hicieron varios ensayos, encontrándose finalmente que con la construcción de un espigón sumergido 1 m. bajo el nivel normal del embalse y situado unos 215 m. aguas arriba de la entrada a la usina y oblícuo 30° se obtenían mejoras importantes en las corrientes hacia la usina.

Con estas correcciones al proyecto primitivo se pudo obtener una distribución de velocidades correcta en las entradas a las turbinas para caudales hasta 4000 m^3/seg. Recién para desagües de 5000 m^3/seg. aparecen pequeñas zonas de aguas muertas en las turbinas hacia el centro del río pero dada la extremadamente pequeña frecuencia de esos caudales, no es preciso considerar esa situación.

2) *Salida de la usina.* — El canal a la salida de la usina tiene por misión conducir el agua al cauce natural del río con las menores pérdidas de caída y evitando la formación de sedimentos. El fondo sube desde la salida de la usina a nivel + 25,0 hasta el fondo natural a nivel + 33,0 aproximadamente; las paredes están formadas por el pilar de separación entre la usina y el vertedero y la orilla izquierda del río.

En el proyecto original el pilar de separación entre la usina y el vertedero tenía un espesor de 6.60 m. al fin del lecho amortiguador

reduciéndose a 3 m. en el extremo, a 34 m. aguas abajo. Ese extremo era vertical, de forma semicircular, y en toda la longitud del muro el coronamiento, aguas abajo de la usina, se mantenía al nivel + 44,0.

Los ensayos en modelo mostraron que era posible mejorar esa forma si a partir del fin del lecho amortiguador el muro, en 29 m. de largo, se estrechara del lado de la usina hasta terminar prácticamente en punta y si, al mismo tiempo en esa parte el coronamiento se construyera en pendiente desde el nivel + 44,0 a + 33,0. La comparación entre las distintas formas se hizo en base al estudio de la formación de sedimentos con materiales de distinto tamaño y densidad.

La mejora respecto a la formación de sedimentos de la nueva forma fue apreciable para los grandes caudales de crecientes y para los sedimentos livianos.

La conformación de la orilla izquierda, excavada en roca, prevista originariamente mostró ser adecuada para desaguar los caudales turbinados. En el caso de desaguarse crecientes por el vertedero se observó que a partir de caudales de 2000 m^3/seg. se originan remolinos verticales contra la orilla.

Considerando que crecientes mayores de 2000 m^3/seg. son de relativamente poca frecuencia no se consideró justificado una remodelación de la orilla izquierda.

3.8 Ensayos relacionados con el control del río durante la obra.

Para planear las etapas de construcción de la obra es de la mayor importancia conocer los niveles a que pueden alcanzar las aguas en relación con las disposiciones tomadas para desviarlas. Para la usina de Baygorria este conocimiento era particularmente interesante pues se pensó siempre en utilizar las tablaestacas metálicas disponibles, que ya se habían usado en las ataguías de Rincón del Bonete, y cuya longitud era de 11,0 a 12,20 m.

Se proyectaron dos maneras de ejecutar las obras, una en dos etapas y la otra en tres etapas. Para la Variante *A* la construcción sería en 3 etapas; en la primera etapa se construiría una ataguía, que abarcara la usina y 2 vanos y medio del vertedero; en la 2da. etapa esa ataguía se reduciría encerrando sólo la usina, y se construiría una ataguía central que encerrara otros 2½ vanos del vertedero; en esa etapa el agua pasaría por los 2 vanos ya construídos, en los cuales los umbrales sólo se habrían hormigonado hasta el nivel 34,50 y entre la ataguía y la orilla derecha; en la 3ª etapa se construiría una ataguía que encerrara el último vano del vertedero y las demás obras sobre la orilla derecha; durante esa etapa el agua pasaría por los 4 vanos del vertedero ya construídos. Los ensayos en modelo probaron que resultaba posible desaguar hasta 3600 m^3/seg. en la primera etapa sin que el nivel máximo sobrepasara de + 45,72 (el coronamiento de la ataguía alcanzaría a + 46,0 del lado aguas arriba); en la segunda etapa se podrían desaguar hasta 3500 m^3/seg. con niveles no mayores de 45,97 y en la última etapa el caudal máximo que se podría desaguar sin sobrepasar el nivel de las ataguías sería de 3130 m^3/seg..

Para la Variante *B* se consideraron dos posibles maneras de desviar las aguas, una en 3 etapas análogas a las descritas para la Variante *A* y otra solución con sólo 2 etapas. En esta solución, en la primera etapa se construiría una ataguía que abarcase la usina y 4½ vanos del vertedero cuyos umbrales se hormigonarían sólo hasta el nivel + 34,50. En esas condiciones resultaría posible evacuar hasta 3475 m^3/seg. sin que el nivel máximo aguas arriba excediese de + 46,0. En la segunda etapa, la primera ataguía se reduciría para sólo encerrar la usina, y se construiría una nueva ataguía sobre la orilla derecha que encerraría 5 vanos del vertedero y las demás obras de la margen derecha; las aguas pasarían por los 4 vanos del vertedero ya construídos y sería posible desaguar hasta 3000 m^3/seg. sin que el nivel máximo sobrepasara de + 46,0. Según estos ensayos sería más favorable la construcción en 2 etapas.

En todos los casos, durante la primera etapa de las obras se producirían fuertes socavaciones de los bancos de arena existentes sobre la orilla derecha del río.

3.9 Ensayos relacionados con la construcción de la esclusa.

Con el fin de proyectar desde ya los elementos principales de la esclusa, cuya construcción se terminará cuando resulte necesaria, se hicieron ensayos para estudiar las disposiciones a prever en los antepuertos aguas arriba y aguas abajo y en la esclusa misma.

1) *Ensayos relativos al antepuerto aguas arriba.* — Los desagües máximos a prever se limitaron a 3000 m^3/seg., pues durante crecientes mayores no se considera posible la navegación en el río.

Con el vertedero cerrado, en la entrada a la esclusa se forma una extensa zona de aguas muertas. Para desaguar 3000 m^3/seg. pueden abrirse todas las compuertas y la compuerta adyacente a la esclusa estará abierta por lo menos parcialmente. Se producen entonces fuertes corrientes en el antepuerto que podrían arrastrar a un barco hacia el vertedero. Si se quiere eliminar ese peligro habrá que construir aguas arriba un malecón de considerable longitud. Queda sin embargo la posibilidad de no tener que abrir la compuerta adyacente a la esclusa aún para desaguar 3000 m^3/seg. En ese caso disminuye considerablemente la velocidad de las corrientes delante de la esclusa. Además, se observó que la dirección de las corrientes no es estacionaria, formándose remolinos sobre la orilla derecha.

Se hicieron medidas para establecer la influencia de esas corrientes en los barcos que entraran o salieran de la esclusa, determinándose que las componentes de velocidad perpendiculares a la marcha del barco serían de 0,10 a 0,15 m/seg. si está cerrada la compuerta adyacente a la esclusa. Se considera que para barcos automotores no son peligrosas corrientes transversales de esa velocidad; por lo tanto sólo se recomienda colocar del lado aguas arriba "duques de alba" en extensión de 100 a 150 m. y no abrir la compuerta adyacente a la esclusa. En cambio si en la navegación intervinieran barcos remolcados sería necesario construir un muro aguas arriba de unos 150 m. de longitud.

2) *Ensayos relacionados con el antepuerto aguas abajo.* — Con el vertedero cerrado (caudal usinado $Q \leqslant 819$ m^3/seg.) aparecen solamente movimientos insignificantes del agua en la zona aguas abajo de la salida de la esclusa, que no afectan a la navegación. Para desagües mayores aparecen remolinos en esa zona y ya para $Q = 2000$ m^3/seg. esos remolinos son fuertes y muy extendidos en la zona aguas abajo, por lo que imposibilitarían la navegación. Para determinar los efectos de esos remolinos sobre un barco que saliera de la esclusa se midieron las componentes de las velocidades perpendiculares al sentido de movimiento del barco hallándose que para $Q = 2000$ m^3/seg. esas componentes transversales alcanzarían valores de 0,96 m/seg. y, lo que es peor, que en ciertos casos esas componentes invierten su dirección unos 50 m. aguas abajo de la salida, es decir que el barco resultaría sometido a un par de fuerzas que lo haría girar. Por lo tanto es imprescindible construir un muro de defensa del lado aguas abajo. Además de esos efectos sobre las embarcaciones, los remolinos tienden a depositar sedimentos a la salida de la esclusa.

A través de una serie de ensayos se determinó que un muro de 75 m. de longitud aguas abajo de la esclusa y construído como se indica en la fig. Nº 8 es la solución más adecuada, tanto en lo que se refiere a los remolinos como a la formación de sedimentos. Si bien no se puede suprimir totalmente la formación de corrientes arremolinadas en la zona aguas abajo de la esclusa, las componentes de velocidad transversales al sentido de movimiento de los barcos se reducen a unos 0,15 a 0,19 m/seg., velocidades que se consideran admisibles para barcos automotores.

3) *Ensayos relacionados con la esclusa.* — Estos ensayos se hicieron para determinar las formas de los amortiguadores de la energía del agua más eficientes y las velocidades de maniobra adecuadas a fin que se mantuvieran dentro de valores admisibles los esfuerzos producidos por los barcos sobre las amarras durante el llenado y el vaciado de la cámara de la esclusa.

El criterio adoptado ha sido que los esfuerzos en los cables no deben sobrepasar 1/600 del peso bruto del barco cargado.

Dadas las características de la esclusa proyectada, la amortiguación de la energía del agua que entra al llenarse la esclusa, se hará a su entrada a la cámara.

En el proyecto primitivo la entrada a la esclusa tenía la forma y dimensiones indicadas en el dibujo A de la figura Nº 8. Los ensayos mostraron que esa forma no es satisfactoria pues los esfuerzos trasmitidos por los barcos a los cables excedían de los valores admisibles.

A través de varios ensayos se fue modificando esa forma original, llegándose a la forma B de la fig. Nº 8. Una vez determinada la forma que produce la mejor amortiguación, se investigó el tiempo óptimo de descenso de la compuerta para que la cámara de la esclusa pueda llenarse lo más rápidamente posible, mientras se conservan dentro de valores admisibles los esfuerzos en las amarras de los barcos. Se llegó así a que la velocidad

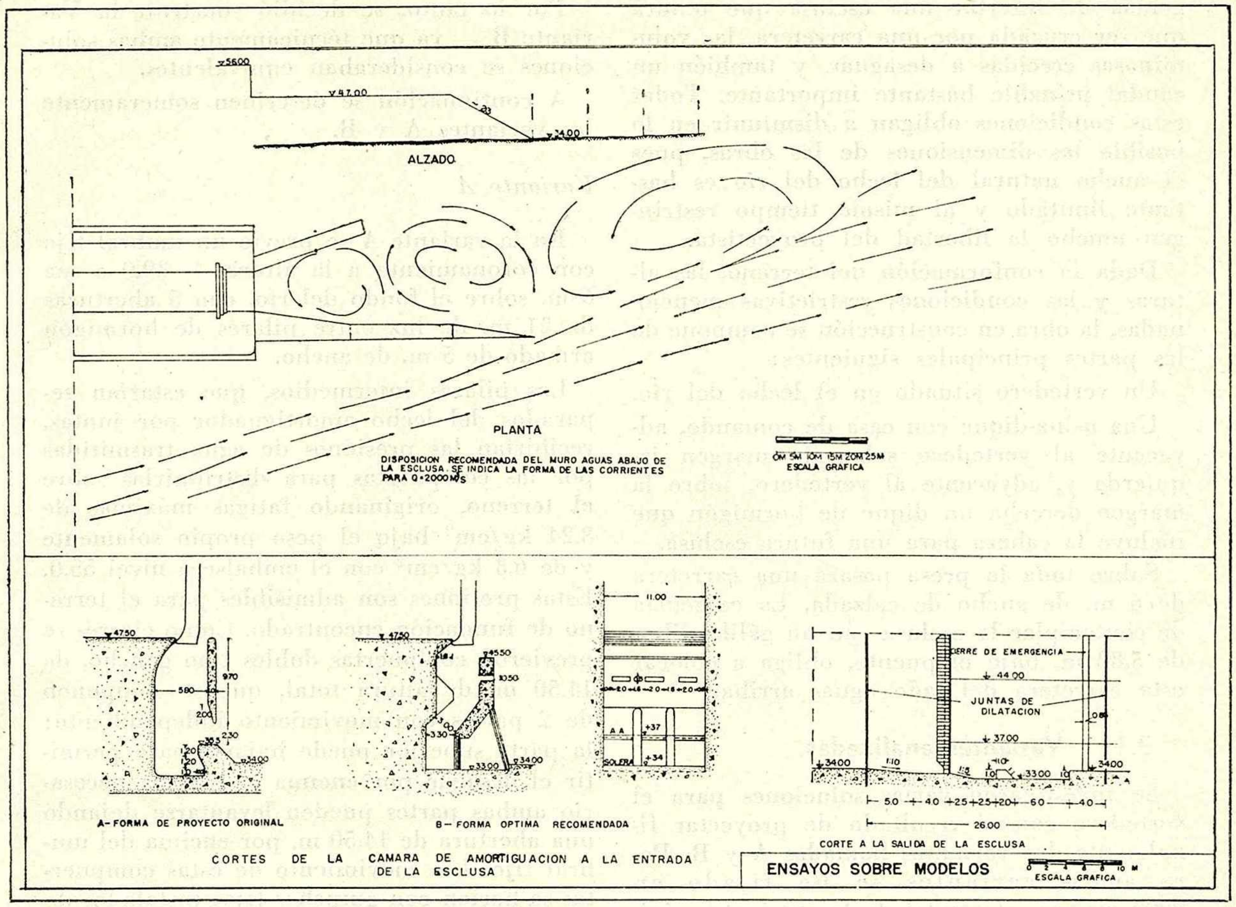


Figura Nº 8

de descenso de la compuerta aguas arriba debe estar comprendida entre 1,6 a 2,2 mm/seg. Se recomendó el valor 2,0 mm/seg., con el cual los esfuerzos en los cables son el 65% aproximadamente del máximo admisible. El llenado de la cámara puede hacerse entonces en 10,5 minutos, a lo que corresponde un aflujo medio de 27,1 m^3/seg..

Para amortiguar la energía del agua a la salida se recomendó construir un endentado de 1 m. de altura en la solera y un umbral final, de 1 m. de altura, situado 6 m. detrás del endentado. El vaciado de la cámara de la esclusa podría hacerse en unos 10 minutos. Durante el vaciado los esfuerzos de las amarras de los barcos son inferiores a los producidos durante el llenado.

C. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

3.10 **Generalidades.**

En base a los estudios reseñados anteriormente la obra será construída en el kilómetro 305,915 del Río Negro, a contar desde su desembocadura.

De los estudios hechos sobre la economía de energía y del costo de la obra, teniendo en cuenta su vinculación con la usina de Rincón del Bonete situada 84 km. aguas arriba en el río, resultó conveniente que el nivel normal máximo del embalse no pase de + 54,0 con un nivel máximo 55,0 durante grandes crecientes.

En el lugar elegido la distancia entre laderas al nivel 54,0 es de 490 metros, el fondo rocoso del río se encuentra a niveles entre + 33,0 y + 34,0 y el nivel aguas abajo será 37,80 para el gasto total turbinado de 730 m^3/seg.; el salto correspondiente a dicho gasto es de 16,2 m., sin retención en Paso del Puerto.

Al proyectar las obras para la presa en Baygorria debieron tenerse en cuenta varios factores que complicaban la solución: la exi-

gencia de insertar una esclusa que tendrá que ser cruzada por una carretera, las voluminosas crecidas a desaguar, y también un caudal usinable bastante importante. Todas estas condiciones obligan a disminuir en lo posible las dimensiones de las obras, pues el ancho natural del lecho del río es bastante limitado y al mismo tiempo restringen mucho la libertad del proyectista.

Dada la conformación del terreno, las alturas y las condiciones restrictivas mencionadas, la obra en construcción se compone de las partes principales siguientes:

Un vertedero situado en el lecho del río.

Una usina-dique con casa de comando, adyacente al vertedero sobre la margen izquierda y, adyacente al vertedero, sobre la margen derecha un dique de hormigón que incluye la cabeza para una futura esclusa.

Sobre toda la presa pasará una carretera de 6 m. de ancho de calzada. La exigencia de contemplar la esclusa con un gálibo libre de 5,80 m. bajo el puente, obliga a colocar esta carretera del lado aguas arriba.

3.11 **Variantes analizadas.**

Se investigaron varias soluciones para el vertedero con el resultado de proyectar finalmente dos variantes llamadas A y B. Para ambas variantes se ha fijado en 9000 m^3/seg. el caudal de la creciente máxima a considerar que podrá ser desaguado por el vertedero con todas las compuertas abiertas y sin sobrepasar el nivel máximo del embalse de + 55,0.

Los estudios económicos preliminares hechos para comparar estas dos variantes no indicaron diferencias de costo decisivas. Por lo tanto se hicieron los estudios hidráulicos sobre modelos para ambas variantes para investigar si en ese aspecto alguna de las variantes presentaba marcadas ventajas sobre la otra.

La licitación se hizo por las dos variantes, postergándose la decisión sobre cual de las dos variantes se construiría hasta conocer los resultados de la licitación. De las 17 ofertas recibidas sólo en una resultó la Variante A más económica que la Variante B. En la cferta de la firma adjudicataria la diferencia a favor de la Variante B ascendió a: un mayor precio en las obras civiles de m$u 349.806.00 más DM 50.918.00 y una economía en los grupos electro-mecánicos de m$u 46.954.00 más DM 852.313.00.

Por lo tanto, se decidió construir la Variante B — ya que técnicamente ambas soluciones se consideraban equivalentes.

A continuación se describen someramente las variantes A y B.

Variante A

En la variante A se previó un umbral fijo con coronamiento a la altura + 39,0 o sea 6 m. sobre el fondo del río, con 5 aberturas de 21 m. de luz entre pilares de hormigón armado de 5 m. de ancho.

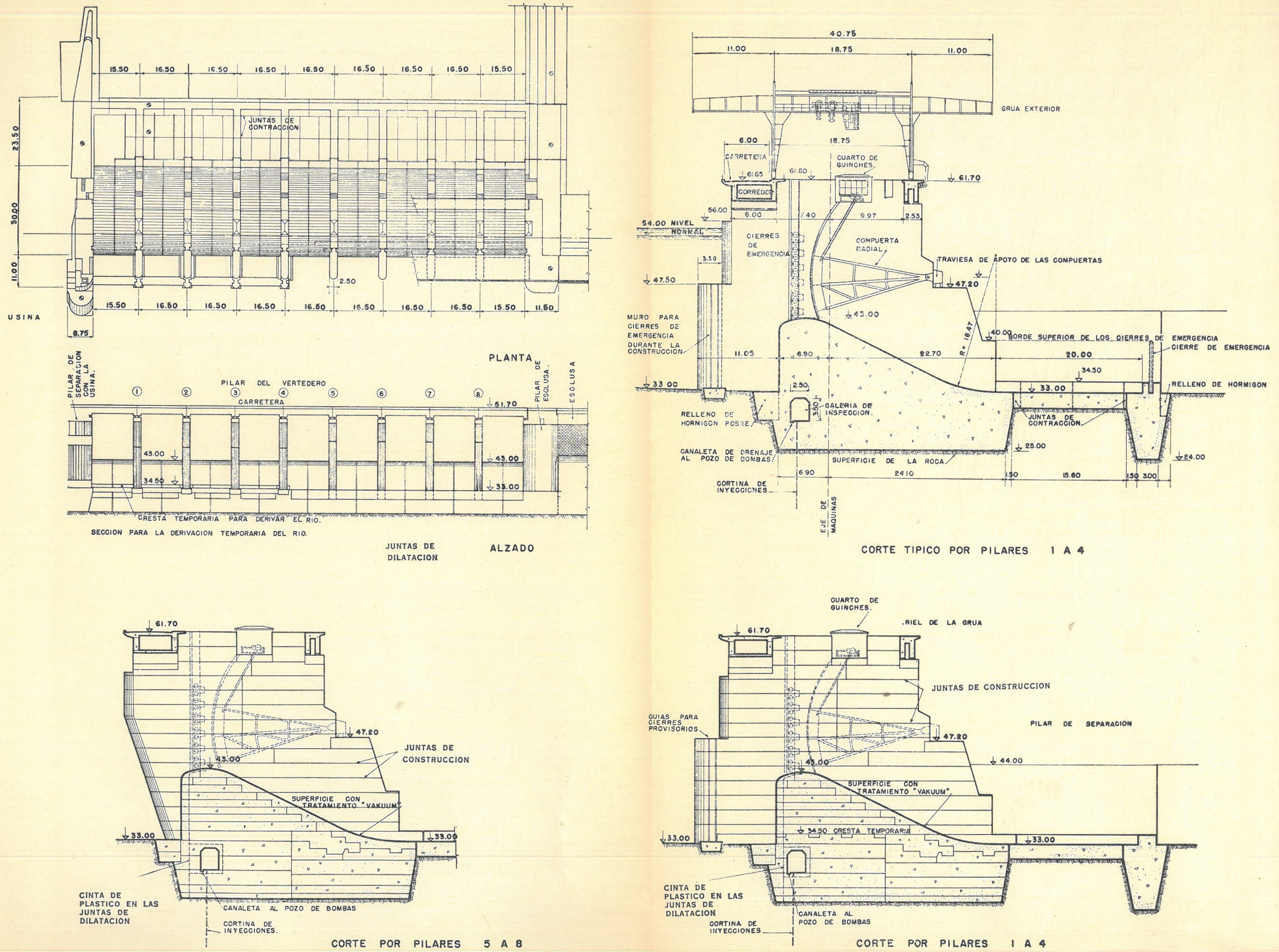
Los pilares intermedios, que estarían separados del lecho amortiguador por juntas, recibirían las presiones de agua trasmitidas por las compuertas para distribuirlas sobre el terreno, originando fatigas máximas de 8,24 kg/cm^2 bajo el peso propio solamente y de 6,3 kg/cm^2 con el embalse a nivel 55,0. Estas presiones son admisibles para el terreno de fundación encontrado. Como cierres se previeron compuertas dobles tipo gancho, de 14.50 m. de altura total, que se componen de 2 partes con movimiento independiente; la parte superior puede bajarse para permitir el desagüe por encima y si fuera necesario ambas partes pueden levantarse dejando una abertura de 14,50 m. por encima del umbral fijo. Los movimiento de estas compuertas se harían con guinches fijos instalados de a pares en cuartos construídos en la parte superior de los pilares.

Variante B.

En esta variante se han previsto 9 aberturas de 14 m. de luz con 8 pilares intermedios de 2.50 m. de ancho cerrando los vanos con compuertas radiales. La altura útil de las compuertas es de 11 m. y la altura total 11.50 m.. El coronamiento del umbral fijo está al nivel + 43.0.

La fundación del vertedero se proyectó apoyada al nivel general + 30,0 sobre la roca A, sana, con muros de guardia aguas arriba, bajo el umbral, y al pie del lecho amortiguador; esos muros de guardia, cuya misión es impedir el pasaje de corrientes de agua bajo la obra, deberían atravesar las capas de roca alterada y apoyarse sobre la roca sana inferior, a nivel + 24,0 aproximadamente.

En ambas variantes la usina está sobre la orilla izquierda del río, separada del vertedero por un pilar de separación.



PLANTA
USINA
JUNTAS DE CONTRACCION
15.50
16.50
2.50
11.50
8.75
23.50
30.00
11.00
ALZADO
PILAR DE SEPARACION CON LA USINA.
PILAR DEL VERTEDERO
CARRETERA
PILAR DE ESCLUSA.
ESCLUSA
61.70
43.00
34.50
33.00
CRESTA TEMPORARIA PARA DERIVAR EL RIO.
SECCION PARA LA DERIVACION TEMPORARIA DEL RIO.
JUNTAS DE DILATACION
CORTE TIPICO POR PILARES 1 A 4
40.75
11.00
18.75
GRUA EXTERIOR
6.00
CARRETERA
CUARTO DE GUINCHES.
61.65
61.80
61.70
CORREDOR
56.00
54.00 NIVEL NORMAL
7.40
9.97
2.53
CIERRES DE EMERGENCIA
COMPUERTA RADIAL
TRAVIESA DE APOYO DE LAS COMPUERTAS
3.30
47.50
47.20
43.00
MURO PARA CIERRES DE EMERGENCIA DURANTE LA CONSTRUCCION
R= 18.47
40.00
BORDE SUPERIOR DE LOS CIERRES DE EMERGENCIA
CIERRE DE EMERGENCIA
11.05
6.90
22.70
20.00
34.50
33.00
2.50
RELLENO DE HORMIGON
GALERIA DE INSPECCION.
3.50
RELLENO DE HORMIGON POBRE
JUNTAS DE CONTRACCION
CANALETA DE DRENAJE AL POZO DE BOMBAS
SUPERFICIE DE LA ROCA
25.00
24.00
CORTINA DE INYECCIONES
2410
1.50
15.60
3.00
EJE DE MAQUINAS
CORTE POR PILARES 5 A 8
61.70
47.20
43.00
JUNTAS DE CONSTRUCCION
SUPERFICIE CON TRATAMIENTO "VAKUUM"
33.00
CINTA DE PLASTICO EN LAS JUNTAS DE DILATACION
CANALETA AL POZO DE BOMBAS
CORTINA DE INYECCIONES.
CORTE POR PILARES 1 A 4
CUARTO DE GUINCHES.
RIEL DE LA GRUA
JUNTAS DE CONSTRUCCION
PILAR DE SEPARACION
GUIAS PARA CIERRES PROVISORIOS
44.00
34.50 CRESTA TEMPORARIA
CANALETA AL POZO DE BOMBAS

Figura Nº 9

Sobre el lado derecho del vertedero se dispuso el muro de esclusa.

Después de abiertas las zanjas de fundación, la presencia de la capa de roca que llamamos $B_{1,2}$, justificó que los macizos bajo los umbrales se fundaran en extensión de 31.0 m. sobre roca sana B_2, a niveles 25,0 a 25,50, y que sólo se conservara el muro de guardia proyectado al pie del lecho amortiguador.

Todo a lo largo del vertedero corre una galería de inspección, desde la cual se hacen las perforaciones e inyecciones necesarias para consolidar e impermeabilizar el subsuelo. Las dimensiones de la galería son: ancho 2.50 m., altura 3.10 m. y su piso está al nivel + 29,0; del lado aguas arriba lleva una canaleta de 0.30 m × 0.30 m. para recoger las aguas que filtrasen y conducirlas a un pozo de bombas situado en el pilar que separa el vertedero de la usina.

En esta solución las juntas de dilatación están colocadas en el medio de las aberturas. Entre cada 2 juntas el umbral constituye un macizo muy rígido que trasmite al terreno todos los esfuerzos; bajo el peso propio solamente la presión máxima es de 5,5 kg/cm^2 y con el embalse lleno a nivel 55,00 la presión máxima resulta de 5,1 kg/cm^2.

Las compuertas son radiales. En la abertura próxima a la usina la compuerta tiene un clapet de 3.5 m. de altura total y 3.00 m. de altura útil, para poder pasar los cuerpos flotantes.

Los cojinetes de las compuertas radiales se han previsto al nivel + 48,54, o sea por encima del nivel de la creciente más frecuente. Los cojinetes van en cajas de hierro apoyadas en una viga traviesa anclada al hormigón. Para facilitar el montaje y las reparaciones los ejes de las compuertas son independientes.

El anclaje de los soportes de los 2 cojinetes de giro de las compuertas se hace por medio de 20 cables pretensados de 9.50, 19.0 y 26.0 m. de longitud distribuídos en abanico en el interior del pilar. Cada cable está formado por un haz de 25 alambres de 8 mm. de diámetro de acero, cuya resistencia nominal a la rotura es de 150 kg/mm.^{2}. Cada cable, de una sección total de 1257,5 mm.^{2} trabaja a una tensión de 100 toneladas o sea 2.000 toneladas para el anclaje en cada pilar del vertedero.

Como en la variante A, las compuertas son accionadas por guinches alojados en cuartos construídos en la parte superior de los pilares. El techo de estos cuartos es metálico y puede levantarse con ayuda de la grúa exterior para montar o reparar la maquinaria.

Para poder inspeccionar y reparar las compuertas se han previsto 2 juegos de tableros auxiliares, que se colocan con la grúa exterior. Habitualmente estos tableros se guardan colgados sobre las aberturas del vertedero.

Las dimensiones y forma del lecho amortiguador, que aparecen en el plano fig. 9 se dedujeron de los ensayos en modelo.

Para poder poner en seco la sección del lecho amortiguador correspondiente a un vano del vertedero, se colocaron cajas de fundición en los muretes laterales de 1.50 m. de altura con que se prolongan los pilares y en el umbral final de 1.50 m. de altura; en esas cajas se insertan perfiles metálicos que forman así un mamparo estanco cuyo borde superior queda al nivel + 40,0, suficiente para proteger de caudales de hasta 1000 m^3/segundos.

Sobre los vanos del vertedero se ha construído un puente con dos vigas; la viga del lado aguas arriba, que soporta a la carretera a nivel + 61,65 y a un riel de la vía de la grúa, es del tipo cajón para dejar un corredor interior de 4,55 m. de ancho que comunica los cuartos de los guinches con la casa de máquinas; en este corredor van los cables para los motores de los guinches y para la maquinaria de la esclusa. La viga del lado aguas abajo sólo soporta al otro riel de la vía de la grúa.

Estas vigas son simplemente apoyadas sobre apoyos metálicos.

3.12 **Usina.**

La solución de usina cerrada elegida contempla adecuadamente la imposición de la carretera sobre la usina.

Se instalan 3 turbinas tipo Kaplan con eje vertical de 49500 CF c/u con un gasto máximo de 276 m^3/seg. para el salto de 14.70 m. (con represa en Paso del Puerto) y de 79 revoluciones por minuto. Los generadores son del tipo paraguas, acoplados al eje de la turbina y tienen una potencia de 36.000 kVA cada uno.

La usina está dibujada en el plano fig. 10.

Las fundaciones están previstas al nivel + 18,30 del lado aguas abajo en las salidas

de las máquinas; del lado aguas arriba se ha previsto fundar sobre la roca sana tipo *B* 3, al nivel + 25,0 aproximadamente.

Del lado aguas arriba a nivel 29,0 va un túnel de inspección de 2.50 m. de ancho y 3.10 m. de altura con una canaleta de drenaje. Las aguas infiltradas recogidas se conducen al pozo de bombas situado en el pilar de separación.

La usina está separada del vertedero por un pilar de separación de 6 m. de espesor que se funda también sobre roca tipo *B* 3.

Los cálculos estáticos de la usina dieron una presión de 7.78 kg./cm^2 para el estado de servicio, nivel mínimo, con sobrecarga y 6,14 kg/cm^2 para las mismas condiciones anteriores incluyendo subpresiones totales en la solera.

Se ha previsto la consolidación del terreno bajo la usina, mediante inyecciones de cemento.

De acuerdo con el número de máquinas, la superestructura está dividida en 3 partes por 2 juntas impermeables de dilatación, transversales al eje del dique.

Las tomas están protegidas con rejas metálicas. Detrás de las rejas se han dispuesto los nichos para colocar tableros de cierre de emergencia. Se han previsto 2 juegos de estos tableros que se manejan con la grúa exterior. Habitualmente estos tableros se guardan en cavidades dejadas en el hormigón bajo la plataforma a nivel + 56,0 situadas del lado aguas arriba, frente al sitio de Montaje y frente a la Casa de Comando. Estas cavidades están drenadas a los pozos de bombas, para mantenerlas en seco. Sobre la plataforma de rejas al nivel + 56,0 corre la vía de la máquina limpia-rejas.

Del lado aguas abajo hay una plataforma, al nivel 49,50 la que podría ser cubierta por las aguas durante las grandes crecientes extraordinarias.

De esta plataforma bajan los pozos de acceso a cada espiral y cada tubo de aspiración de las turbinas; las entradas están cerradas con cierres herméticos.

Se han dispuesto dos pozos de bombas situados del lado aguas abajo entre los bloques de máquinas. En cada uno va una bomba de pozo profundo de 250 lts/seg. de capacidad. El acceso normal a los cuartos de bombas se hace desde el interior de la sala demáquinas pero los pozos suben hasta la plataforma aguas abajo, a nivel + 49,50 en donde están cerrados con tapas de cierre hermético. Todos los drenajes de la usina conducen a esos pozos de bombas que están unidos entre sí por una cañería de 0.60 m. de diámetro.

Las aberturas de salida de las máquinas se cierran con un único juego de cierres de emergencia que se manejan con la grúa exterior. Cuando no están en servicio los tableros se guardan colgados en nichos especialmente previstos sobre las salidas.

Para dar la forma y el desarrollo necesarios a los difusores de las turbinas, se prolongan fuera del bloque de turbinas, con una estructura aporticada. Desde la salida de los difusores, a nivel + 25,0 se alcanza el nivel + 33,50 del fondo del río, con una rampa de pendiente 1:5.35 cuyo fondo está formado por una losa de hormigón simple. En la margen izquierda se construye un muro de hormigón armado para proteger y contener el talud de roca.

Los muros de la infraestructura de la usina terminan al nivel + 53,0, por encima del nivel de las máximas crecientes aguas abajo, y a ese nivel van los rieles de la vía de las dos grúas pórtico interiores, de 85 toneladas de capacidad cada una.

En la sala de máquinas sólo se ha dispuesto un piso a nivel 46,50 sobre el cual aparecen los generadores.

Bajo ese piso dentro de una capa de hormigón poroso de 0.60 m. de espesor van las cañerías de agua de refrigeración, de aceite, de aire comprimido y las cañerías de drenaje; estas últimas conducen a los pozos de bomba.

A los costados de los generadores del lado aguas arriba se han dispuesto recintos cerrados, correspondiendo dos por máquina; en ellos se instalan, en uno el grupo excitador y en el otro, las bombas de aceite para el equipo de regulación.

Del lado aguas arriba de la sala de máquinas y en todo el largo de la usina corre al nivel + 47,80 un corredor en el que, detrás de cada máquina, se colocan los tanques de aceite para el equipo de regulación correspondiente y las celdas con los equipos de conexión y protección de los generadores, que son 6 por máquina. Bajo el piso de ese corredor va también una capa de hormigón poroso y los caños de drenaje para recoger el agua que pudiera infiltrarse desde aguas arriba y a través de las losas del techo de los pasajes de agua.

Sobre el corredor mencionado, va otro al nivel + 52,2 en el que se instalan los cables de control y barras de conexión a los transformadores.

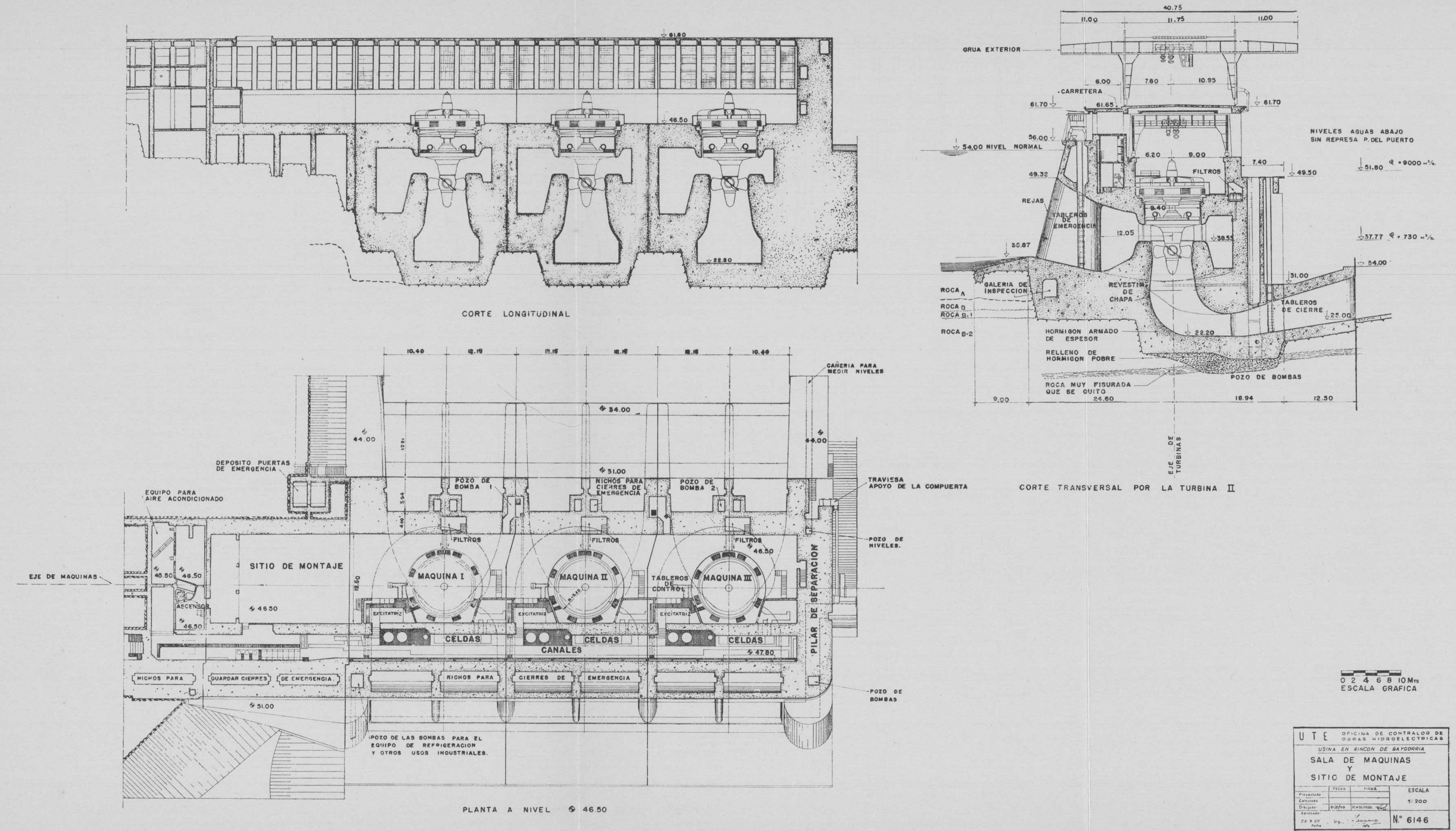

CORTE LONGITUDINAL
61.80
46.50
22.80
PLANTA A NIVEL 46.50
10.40
12.15
12.15
12.15
12.15
10.40
CAÑERIA PARA MEDIR NIVELES
34.00
44.00
44.00
31.00
DEPOSITO PUERTAS DE EMERGENCIA
EQUIPO PARA AIRE ACONDICIONADO
POZO DE BOMBA 1
NICHOS PARA CIERRES DE EMERGENCIA
POZO DE BOMBA 2
TRAVIESA APOYO DE LA COMPUERTA
FILTROS
FILTROS
FILTROS
46.50
POZO DE NIVELES.
EJE DE MAQUINAS
SITIO DE MONTAJE
MAQUINA I
MAQUINA II
MAQUINA III
TABLEROS DE CONTROL
PILAR DE SEPARACION
46.50
46.50
ASCENSOR
46.50
46.50
EXCITATRIZ
EXCITATRIZ
EXCITATRIZ
CELDAS
CELDAS
CELDAS
CANALES
47.80
NICHOS PARA
GUARDAR CIERRES
DE EMERGENCIA
NICHOS PARA
CIERRES DE
EMERGENCIA
POZO DE BOMBAS
51.00
POZO DE LAS BOMBAS PARA EL EQUIPO DE REFRIGERACION Y OTROS USOS INDUSTRIALES.
40.75
11.00
11.75
11.00
GRUA EXTERIOR
6.00
7.60
10.95
CARRETERA
61.70
61.65
61.70
56.00
54.00 NIVEL NORMAL
NIVELES AGUAS ABAJO SIN REPRESA P. DEL PUERTO
6.20
9.00
7.40
FILTROS
49.32
49.50
51.80 Q = 9000 m³/s.
REJAS
TABLEROS DE EMERGENCIA
8.40
12.05
38.55
37.77 Q = 730 m³/s.
35.87
34.00
31.00
ROCA A
ROCA D
ROCA B-1
ROCA B-2
GALERIA DE INSPECCION
REVESTIM. DE CHAPA
TABLEROS DE CIERRE
25.00
HORMIGON ARMADO DE ESPESOR
22.20
RELLENO DE HORMIGON POBRE
ROCA MUY FISURADA QUE SE QUITO
POZO DE BOMBAS
9.00
24.60
18.94
12.50
EJE DE TURBINAS
CORTE TRANSVERSAL POR LA TURBINA II
0 2 4 6 8 10 Mts
ESCALA GRAFICA
UTE
OFICINA DE CONTRALOR DE OBRAS HIDROELECTRICAS
USINA EN RINCON DE BAYGORRIA
SALA DE MAQUINAS Y SITIO DE MONTAJE
FECHA
FIRMA
ESCALA
1:200
Proyectado
Calculado
Dibujado
Aprobado
Nº 6146

Figura Nº 10

Al nivel $+$ 57,0 se ha dispuesto una galería para que los visitantes puedan ver la usina. El techo de esta galería soporta la carretera.

La superestructura de la sala de máquinas está formada por columnas y vigas de hormigón armado, en las que apoyan las losas del techo. Los ventanales entre las columnas se cierran con paredes de bloques de vidrio. Las columnas están unidas por vigas longitudinales formando pórticos contínuos que soportan los rieles de la vía de la grúa exterior. Las vigas transversales son prefabricadas y se colocan con la grúa exterior.

La ventilación de la usina se hace con aire filtrado que se distribuye a presión; para evitar la entrada de polvo, la presión en el interior del edificio se mantiene ligeramente superior a la atmosférica. Se ha cuidado dar una aislación térmica suficiente, para lo cual se usan en los ventanales bloques de vidrio y placas aislantes formando cielorasos.

La sala de máquinas continúa, del lado de la margen izquierda, con el sitio para montaje de las máquinas. Este espacio, de 24.80 m. de longitud, 15.0 m. de ancho útil y altura 15 m., tiene el piso a nivel 46,50 formado por una losa de hormigón fuertemente armada apoyada sobre muros y macizos de fundación de hormigón armado. Del lado aguas abajo la pared es igual a la de la sala de máquinas, del lado aguas arriba un grueso muro de hormigón actúa de dique hasta el nivel 56,0; en ese muro se han dejado nichos para depositar los tableros de cierre de emergencia de las turbinas. La fachada, por encima del nivel $+$ 56,0, es igual a la de la sala de máquinas. El techo está formado por una losa de hormigón dimensionada para soportar las sobrecargas del tren tipo H 20-S16-44 pues se usará como lugar de tránsito de cargas pesadas y como sitio de montaje de las compuertas del vertedero. En esa losa del techo se ha dejado una abertura de 8.50 $\times$ 6.15 m. cerrada con una tapa metálica corrediza. Las piezas de las máquinas se toman con la grúa exterior para introducirlas en el sitio de montaje por la abertura del techo. Una vez hecho el montaje preliminar, las partes de las máquinas se llevan con las grúas interiores desde el sitio de montaje a su emplazamiento final.

3.13 Casa de comando.

En la prolongación de la usina, y separada por una junta de dilatación, está la casa de comando que forma un bloque de 30.50 m. de longitud y 23.0 m. de ancho. En la casa de comando están situadas todas las dependencias y servicios auxiliares.

La casa de comando consta de cuatro pisos. La planta inferior, ocupa solamente una superficie de 9,0 $\times$ 18,0 m. y tiene a nivel 45,50 dos locales para los equipos de acondicionamiento de aire y a nivel 46,50 un pequeño hall adonde llegan el ascensor y la escalera que une los pisos a distintos niveles. En la planta a nivel $+$ 50,0 se han dispuesto el cuarto para cables, guardarropas, pieza de estar y servicios higiénicos para el personal y el hall de escaleras y ascensor. En la planta a nivel 53,15, del lado aguas abajo, están los cuartos de cables y cuartos para baterías y sus accesorios; del lado aguas arriba: almacenes, taller de forja y soldadura; y en la parte central, comunicando con esos talleres, el taller mecánico con portón sobre la explanada aguas abajo, la que comunica con un patio abierto interior a la casa de comando en el que se han colocado los 2 transformadores de servicio propio y 2 para servicio de población.

En la planta superior, a nivel 57,0, se han dispuesto: del lado aguas arriba y con frente a la plataforma exterior a nivel 56,0, la entrada principal a la usina, los locales para 4 oficinas y sala de recepción; del lado aguas abajo, las salas de comando, que tienen además un amplio ventanal sobre el interior de la usina; en el interior, locales para servicios higiénicos, vestuarios, y sobre el frente a la explanada aguas abajo, locales para taller eléctrico, instalaciones de alta frecuencia y depósitos auxiliares. Además de la entrada principal, que conduce al hall de ascensor y sala de recepción, se ha dispuesto otra entrada, que dá también a la plataforma aguas arriba, de la cual sale una escalera auxiliar entre los pisos a niveles 57,0 y 53,15.

El corredor de cables comunica a nivel 50,0 por detrás del sitio de montaje con el cuarto de cables. El corredor de barras, situado del lado aguas arriba, baja del nivel 52,20 al 48,0 y continúa en toda la extensión de la casa de comando.

A continuación de la casa de comando, y separado de ella por una junta de dilatación, hay otro edificio de 44 m. de longitud que también forma parte del dique y en el que se encuentran varios locales accesorios distribuídos en la forma que se describe a continuación: a nivel 48,0 la continuación del corredor de barras, de 4,20 m. de ancho, que

sale luego del edificio en forma de túnel bajo la explanada aguas abajo; a nivel 50,50 un pasillo estrecho, de 1.20 m. de ancho y 2.30 m. de altura, que sirve de comunicación con el local para el motor Diesel de emergencia; al nivel 53,15 se han dispuesto locales para almacén, purificación de aceite, depósitos de aceite y el piso principal del local Diesel; estos locales tienen altura de 8 m. y sobre su techo corre la carretera. Todos ellos tienen portones sobre la explanada aguas abajo.

Los locales de la casa de comando del piso a nivel + 57,0, tienen aire acondicionado; en el resto de la usina y de la casa de comando se distribuye aire filtrado.

Las fachadas de la casa de comando son semejantes a las de la usina. En los ventanales, se usan bloques de vidrio o vidrios especiales en los locales con aire acondicionado, para conseguir una aislación térmica adecuada. Del lado aguas arriba de la casa de comando, al nivel 56,0 sobre el macizo de hormigón que actúa de dique, se ha dispuesto la vía para la máquina limpia-rejas y diversas canalizaciones de agua para refrigeración, y extinción de incendio.

A continuación del local Diesel la presa continúa construída como presa de piedra partida, con un núcleo central de hormigón cuyo coronamiento está a nivel 56,0. Sobre el pedraplen, a nivel 61,0 aproximadamente, va la carretera.

De esa carretera principal salen dos derivaciones. Una conduce a la explanada aguas arriba, a nivel 56,0, que está unida a la plataforma descrita. La otra derivación lleva a la explanada aguas abajo, a nivel 53,15.

En esa explanada se sitúa la estación al aire libre en la que se instalan los transformadores principales y todas las instalaciones de distribución y de protección.

Los cables y barras de conexión se disponen en un túnel que se construye totalmente impermeabilizado y con drenajes que comunican con los pozos de bomba situados en la usina.

Los transformadores están separados entre sí por muros de hormigón.

Las explanadas y el pedraplen de la carretera se construyen con la roca extraída de las excavaciones.

3.14 Esclusa.

Para considerar el posible desarrollo de la navegación en el río Negro, se ha previsto la construcción de una esclusa en la margen derecha al lado del vertedero. La ejecución inmediata de esta obra representa un valor considerable y no está justificada de ninguna manera. Por lo tanto sólo se construyen actualmente las partes de la esclusa imprescindibles porque forman parte integrante de la presa.

La esclusa en su estado final será una obra de 11 m. de ancho útil y 85 m. de largo utilizable. El umbral superior se ha fijado al nivel 47,50 suficientemente profundo para el pasaje de buques con los menores niveles aguas arriba. El fondo de la esclusa se ha previsto al nivel 34,50 compatible con un nivel mínimo 37 previsto como nivel para la usina futura en Paso del Puerto y un calado bruto de 3,0 m. Se ha considerado como nivel de navegación máximo el de 44,00 correspondiente a un caudal de 3000 m^3/seg.

El cierre aguas arriba se hará con una compuerta de una sola pieza de 8,75 m. de altura y 11,74 m. de luz y en posición de cierre tendrá el coronamiento al nivel 55,85. La estructura será de tipo cajón con una acanaladura de 1,40 m. de radio en la parte inferior que servirá para el llenado de la esclusa. Esa compuerta apoyará en rieles-grúas mediante 2 ruedas a cada lado. La velocidad de elevación será de 0,125 m/minuto hasta bajar la compuerta 1.70 m. a posición de llenado y luego 1,20 m/minuto, para bajarla después de compensada la presión o para elevarla. Los guinches y motores estarán en cuartos de máquinas en cada uno de los muros de la esclusa. Para asegurar el sincronismo se han puesto acoplamientos eléctricos. Inmediatamente detrás del umbral se ha dispuesto el amortiguador de energía, cuya forma dentada verticalmente resulta la más conveniente según la investigación sobre modelo efectuada.

El cierre aguas abajo estará formado por 3 presas. La altura total del cierre será 21,5 m. de los cuales la compuerta inferior cerrará 8,0 m., la central 8,30 m. y la compuerta superior 6,20 m. La compuerta inferior apoya en el umbral de salida al nivel 33,50 y lleva 5 ruedas a cada lado que corren sobre rieles. La compuerta media es deslizante mientras que la compuerta superior es fija, y la arista inferior dejará la altura libre mínima de 5.80 m. con el caudal máximo navegable aguas abajo (nivel + 44,00).

El llenado de la esclusa podrá hacerse en 10,5 minutos creciendo el nivel a razón de

3 m/minuto; el tiempo de vaciado es de unos 10 minutos también.

Los muros laterales de la esclusa terminada tendrán el coronamiento al nivel + 56,00. Serán muros de hormigón simple.

Aguas arriba en el embalse, y aguas abajo se construirán espigones de defensa.

De esta obra sólo se construyen actualmente las partes siguientes: el umbral de la cabeza superior y una parte del muro lateral izquierdo hasta el nivel + 47,00 en la zona del lecho amortiguador del vertedero y prolongándolo 38.40 m. aguas abajo. La abertura de 11 m. correspondiente a la entrada se cierra provisoriamente con bloques de hormigón. Todas las aberturas en el hormigón necesarias para la construcción final de la esclusa deben dejarse ya en la primera etapa, cerrándose con muros de bloques revocados.

En el lugar que ocupará la esclusa se construye en la primera etapa un terraplén hasta el nivel 40 para evitar la acumulación de residuos arrastrados por el agua en el hueco excavado. Los taludes y las superficies de este terraplén están protegidos contra la agresión de las aguas por revestimientos y escolleras.

3.15 Otras obras en la margen derecha.

A continuación de la esclusa la represa se prolonga con un muro de hormigón hasta el nivel + 56 del terreno. Por encima de él se construye un viaducto, al nivel + 61,65, para la carretera. Se han previsto 8 tramos de 11 m. de luz, construídos en forma de losas contínuas de 2 tramos.

El últ'mo trozo de la represa está construído como dique de tierra con núcleo central de hormigón y una protección del pie de los taludes aguas arriba y aguas abajo.

También se construyen dos diques laterales de piedra para cerrar el embalse en dos bajos existentes en la cuchilla del Rincón de Baygorria. Uno de ellos sólo tiene 3 m. de altura y sólo será alcanzado por las aguas en circunstancias excepcionales. Por lo tanto se construye sin carpeta de hormigón con sólo un revestimiento de protección contra el oleaje del lado aguas arriba. El otro dique tiene unos 7 m. de altura y lleva una carpeta de impermeabilización de hormigón.

CAPITULO IV

EQUIPOS ELECTROMECANICOS *

4.1 Turbinas y sus equipos auxiliares.

Turbinas. — Las tres turbinas instaladas son fabricadas por la firma Nydqvist Holm Aktiebolag (NOHAB) de Suecia. Son del tipo Kaplan de eje vertical y rodete de 6.7 m. de diámetro. Funcionan a 79 r.p.m. dando una potencia máxima de 49.500 HP.

Los valores de garantía de las turbinas estipulados en la oferta, se indican en el cuadro IV.

CUADRO IV

	Caída útil	*Potencia máxima en CF con nivel aguas arriba + 54*	*Gasto correspondiente $m^3/seg.$*	*Rendimientos garantidos en % para los siguientes gastos*						
				270 $m^3/seg.$	*247 $m^3/seg.$*	*216 $m^3/seg.$*	*189 $m^3/seg.$*	*162 $m^3/seg.$*	*135 $m^3/seg.$*	*108 $m^3/seg.$*
Con	10.15	30800	263	86.10	88.10	89.60	90.45	90.55	89.80	87.80
Paso	12.00	39640	285	88.00	89.80	91.10	91.80	91.95	91.35	89.60
del	13.50	46850	301	88.70	90.40	91.65	92.45	92.55	91.95	90.40
Puerto	14.70	49500	287	88.95	90.60	91.95	92.60	92.70	92.10	90.55
+ 38	15.50	49030	265	—.—	90.70	92.00	92.65	92.70	92.10	90.50
				243 $m^3/seg.$	*219 $m^3/seg.$*	*195 $m^3/seg.$*	*170 $m^3/seg.$*	*146 $m^3/seg.$*	*122 $m^3/seg.$*	*97.3 m^3/seg*
Sin										
Paso	16.20	48360	248	90.75	91.95	92.60	92.75	92.40	91.40	89.40
del	17.50	45940	214	—.—	—.—	92.55	92.60	92.10	91.10	89.10
Puerto	19.00	40820	175	—.—	—.—	—.—	92.10	91.60	90.50	88.45

*) Capítulo preparado con la colaboración de la Srta. Ingeniero Marta Casabó.

La velocidad máxima de embalamiento puede llegar a 260 r.p.m., funcionando con la relación ángulo de álabes, apertura de paletas del distribuidor que da la velocidad de embalamiento máxima para 20.75 m. de salto y el generador sin carga. Tanto la turbina como el generador han sido dimensionados para esta velocidad máxima de embalamiento.

En cumplimiento de las condiciones del contrato se realizaron en la fábrica NOHAB ensayos en modelo, para verificar los valores garantizados en la oferta. Esos ensayos se hicieron con una turbina modelo con rodete de 600 mm. de diámetro para los ensayos de rendimiento, embalamiento, empuje axial, deflexión piezométrica, par de frenado y empuje axial con una y dos paletas reguladoras del distribuidor sueltas, y con una turbina modelo con rodete de 300 mm. de diámetro para los ensayos de cavitación y embalamiento con cavitación.

Los resultados obtenidos en todos estos ensayos fueron satisfactorios, superándose los valores garantizados en la oferta.

El rodete de la turbina está formado por 4 álabes unidos a un cubo hueco. Los álabes son de acero fundido inoxidable con un contenido de 13% de cromo. Las superficies son trabajadas y pulidas a mano habiéndose efectuado un control por puntos para verificar la similitud geométrica con los álabes de la turbina modelo de 600 mm. de diámetro. Las empaquetaduras de los álabes del rodete son del sistema Chevron con anillos de presión de fibra y el rodete está diseñado de manera que pueden cambiarse estas empaquetaduras sin desmontar los álabes.

El cubo del rodete es de acero con un contenido de 0,3% de carbono y una resistencia a la tracción de 50 kg/mm². En el cubo van colocados el servomotor que opera los álabes del rodete, la válvula de regulación del mismo así como bielas y articulaciones para trasmitir el movimiento a los álabes. Los espacios libres del cubo están llenos de aceite para la lubricación de los cojinetes. Se previó un mecanismo que permite, con la máquina parada, constatar si hay agua en el fondo del recinto de aceite del cubo y eventualmente evacuarla.

El eje de la turbina tiene 980 mm. de diámetro y 10.19 m. de largo. El cubo del rodete va abulonado al extremo inferior del eje. El eje es de acero Siemens Martín 1555 con un contenido en carbono de 0,4% y una resistencia mínima a la tracción de 55 kg/mm².

En el extremo superior del eje se montan los anillos rozantes del alternador y el tubo de maniobra para el servomotor del rodete.

En la parte inferior del eje se encuentra un prensa estopa dividido en dos partes, de las cuales la exterior es una junta laberíntica con peines concéntricos colocados verticalmente. La parte interna es un buje de varias partes empaquetado junto al eje con juntas de carbón.

El eje está sostenido por 2 cojinetes guías y un cojinete de empuje. Los cojinetes guías son de construcción similar, autolubricados con aceite. El cojinete guía superior descansa sobre una estrella de brazos radiales sólida que se apoya directamente sobre partes sobresalientes de hormigón por debajo del generador. El cojinete inferior se apoya en la tapa de la turbina. En estos cojinetes el tanque inferior de aceite gira con el eje y el aceite es introducido en los cojinetes mediante las ranuras de lubricación de los casquillos.

El cojinete de empuje se encuentra sobre la tapa de la turbina y está dimensionado para una carga en servicio contínuo de 1.050 toneladas, que incluye no sólo el peso de las partes giratorias sino también el empuje máximo del agua con caída máxima. La velocidad de embalamiento máxima admisible es la de 260 r.p.m. prevista para la turbina. Este cojinete fue proyectado y fabricado por la firma Siemens Schuckertwerke, Berlín y es del tipo autolubricado con aceite circulado por fuerza centrífuga.

El anillo del cojinete de empuje es de acero con un contenido de carbono de 0,32 a 0,4% y fue ejecutado en una sola pieza. En el mismo se previeron 36 perforaciones para la circulación del aceite. Este anillo se apoya en doce segmentos de sostén de acero 37 recubiertos con metal blanco, y también provistos de perforaciones para la circulación de aceite. Estos segmentos se apoyan, por medio de platillos de acero, sobre soportes de forma esférica, dispuestos de tal manera que el punto de apoyo no se encuentra en el centro del segmento sino desviado en el sentido de la marcha, consiguiéndose así la forma cónica de la película de aceite necesaria para una buena marcha. Los platillos que actúan como resortes son de acero 50 Cr 4H con un contenido de carbono de 0,47 a 0,55%, un contenido de cromo de 0,9 a 1,2% y una resistencia a la tracción de 135 kg/mm². como mí-

nimo y están dimensionados para una carga máxima del cojinete que produce una deflexión de aproximadamente 1,4 mm. Los soportes de forma esférica descansan sobre una placa base de acero 37 construída en una sola pieza. En la parte exterior se atornilla la carcasa y el cierre interior se logra mediante un cilindro de doble pared. Estos cilindros, junto con la placa base, forman un depósito circular de aceite. El aceite es refrigerado en 4 enfriadores con circulación de aceite. En los segmentos y en el aceite se han colocado termómetros de contacto y de resistencia, indicadores de flujo de aceite y de flujo de agua de enfriamiento, cuyas indicaciones aparecen en los tableros de sala de máquinas y de comando.

2) *Regulador.* — El regulador de la turbina es hidráulico mecánico del tipo NOHAB, accionado por aceite a presión.

Las partes principales son: el sistema de mando, los servomotores del distribuidor, el servomotor del rodete con válvula reguladora, el combinador y la instalación de aceite a presión.

El sistema de mando está ubicado en un pupitre que forma una unidad de regulación cerrada y que se coloca en la sala de máquinas.

La regulación de los álabes del rodete se efectúa mediante el servomotor del rodete cuya válvula de regulación está colocada en el interior del eje de la turbina. Esta válvula es de acero de alta calidad, está siempre bañada en aceite y se conecta mediante un tubo con el combinador ubicado en la parte superior de la máquina, arriba del generador. El combinador coordina los movimientos de las paletas del distribuidor con los álabes del rodete.

Los dos servomotores del distribuidor van colocados simétricamente en la tapa de la turbina. Cada servomotor está provisto de un pistón doble obteniéndose un funcionamiento uniforme y equilibrado. La válvula principal de regulación forma una unidad con uno de los servomotores del distribuidor.

El equipo de aceite a presión del regulador consta de dos tanques con un total de 13.500 litros y una presión máxima de trabajo de 20 kg/cm^2. La presión se produce mediante dos bombas, de las cuales una trabaja en forma permanente y la otra en forma intermitente y se conecta automáticamente cuando la presión del sistema de aceite llega a un mínimo. Los sistemas de aceite a presión de los reguladores de las tres máquinas están conectados entre sí mediante tuberías con válvulas de cierre permitiéndose así tomar aceite de otro de los sistemas cuando falla el equipo de la propia máquina. El equipo de aceite a presión está ubicado parte en un recinto anexo al generador y parte en el corredor de celdas.

3) *Dispositivos de seguridad.* — La turbina posee una serie de dispositivos de seguridad, actuando la mayoría de ellos en forma escalonada o sea que en caso de fallar uno puede actuar otro. Uno de los principales dispositivos de seguridad es el cierre rápido del distribuidor. Este puede ser accionado por una serie de elementos conectados a un circuito eléctrico alimentado por una batería de corriente contínua. El más importante de estos elementos es un péndulo centrífugo que actúa cuando la velocidad de la máquina aumenta a más de un 38% de su valor nominal o sea que a una velocidad mayor que la que se presenta en el caso de la descarga total desde carga máxima. El cierre rápido también es accionado manualmente o por relés térmicos colocados en los cojinetes y en el prensaestopa. Todos estos dispositivos actúan sobre el circuito eléctrico mencionado anteriormente que actúa a su vez sobre el servomotor del cierre rápido. Para esta maniobra de cierre se usa aceite a presión del equipo normal de aceite del regulador. Existe además sobre el servomotor de cierre rápido un pequeño volante que permite cerrar el distribuidor independientemente del circuito eléctrico.

Si la velocidad aumentara más del 48% de la velocidad nominal sin que actúe el cierre rápido por alguna falla en el sistema eléctrico o en el sistema de aceite a presión, entonces entra en función el cierre de emergencia del distribuidor. Al producirse cualquiera de las fallas antes mencionadas se acciona una válvula de conmutación que cierra el flujo normal de aceite hacia el servomotor del distribuidor y conecta el sistema de aceite a presión de emergencia. También existe en este sistema un circuito eléctrico, que actúa sobre los servomotores del distribuidor provocando el cierre del mismo. La instalación de aceite a presión correspondiente tiene un tanque a presión de 3000 litros de capacidad y una bomba que mantiene la presión a 25 kg/cm^2.

La firma NOHAB suministra además un dispositivo de limitación de velocidad que evita que la turbina pueda llegar bajo ninguna circunstancia, a la velocidad de embalamiento establecida de 260 r.p.m. Este dispositivo consiste en la instalación en el servomotor del rodete, de cuatro válvulas accionadas por fuerza centrífuga que, en caso que la velocidad supere el valor que hace actuar el cierre de emergencia del distribuidor, abren un canal de comunicación entre las dos cámaras del servomotor, dejando éste de funcionar. En estas condiciones los álabes del rodete se ajustan al ángulo máximo de apertura y la velocidad de embalamiento no puede sobrepasar la que se produce con el distribuidor completamente abierto y el ángulo de abertura máximo de los álabes del rodete. En su oferta, la firma NOHAB garantizó una velocidad máxima de embalamiento de 209 r.p.m. con una caída útil de 20.75 m. habiéndose obtenido en los ensayos en modelo velocidades todavía menores. Sin embargo, tanto la turbina como el generador fueron proyectados para soportar una velocidad de embalamiento de 260 r.p.m.

4) *Rejas.* — Las rejas que protegen la entrada son desmontables por secciones e intercambiables. Están construídas con perfiles separados entre sí 150 mm. El material de las rejas es de acero 37.

Aunque su peso impide que puedan ser elevadas con los rastrillos de la máquina limpiarrejas, las secciones de rejas están aseguradas en su posición con un pasador comandado desde arriba. Las rejas están calculadas para una sobrepresión de 2 m. de columna de agua. Son maniobradas con el gancho de 8 ton. de la grúa exterior por medio de una viga de garfios destinada especialmente para este fin.

5) *Espiral y distribuidor.* — A partir de los nichos para la colocación de los tableros de emergencia de la entrada empieza a desarrollarse la caja espiral que conduce el agua hasta el sistema distribuidor. La caja espiral es de hormigón sin revestimiento metálico y su desarrollo se indica en la figura 10.

De la espiral el agua pasa al sistema distribuidor. Este se compone de 12 paletas fijas que sostienen el anillo fijo superior del distribuidor. Una de las paletas fijas es punta de espiral. Estas paletas son de chapa de acero St 37 soldadas. El anillo fijo es también de acero St 37.

Concéntricamente con las paletas fijas, hacia el interior, se encuentran las 24 paletas reguladoras giratorias. Estas son fundidas de acero St 1505 (norma sueca) con una resistencia a la tracción de 50 kg/mm^2. y un contenido de carbono de 0,3%. Cada paleta va alojada en un cojinete revestido de metal blanco. Los vástagos inferiores de las paletas van alojados también en bujes de acero fundido revestidos de metal blanco. Las partes inferiores de los vástagos tienen un revestimiento protector de acero inoxidable. La lubricación de los cojinetes se efectúa con un sistema de engrase automático central con bomba Helios y una bomba de accionamiento manual para casos de falla en el sistema automático. Las articulaciones entre las paletas directrices y el anillo regulador del distribuidor están provistas de piezas de rotura que protegen el distribuidor en caso que una o más paletas queden bloqueadas.

Como ya se mencionó anteriormente las paletas reguladoras están comandadas por los servomotores del distribuidor ubicados en la tapa de la turbina.

6) *Revestimientos del anillo de garganta y del tubo de aspiración.* — Del distribuidor el agua pasa al anillo de garganta que circunda el rodete de la turbina y que está construído con chapas soldadas de 22 mm. de espesor de acero de alto contenido de cromo.

A continuación se encuentra el revestimiento del tubo de aspiración que se extiende hasta la sección donde la velocidad del agua es inferior a 5 m/seg. Está construído con chapa soldada de acero 37. El tubo de aspiración se continúa en hormigón sin revestimiento metálico y su forma se aprecia en la figura 10.

7) *Tapa de la turbina.* — La tapa de la turbina que sostiene el cojinete de empuje y el cojinete guía inferior es de construcción soldada de chapa de acero 1411 (normas suecas) con una resistencia a la rotura de 44 kg/mm^2. La parte inferior de la tapa sirve de caja del cojinete guía.
Además sirve de soporte al anillo de regulación y a los servomotores del distribuidor.

Parte de las piezas fundidas de la turbina como por ejemplo los ejes, cubo del rodete, vástagos de los álabes del rodete, paletas anillos reguladores, y anillos fijos del distri-

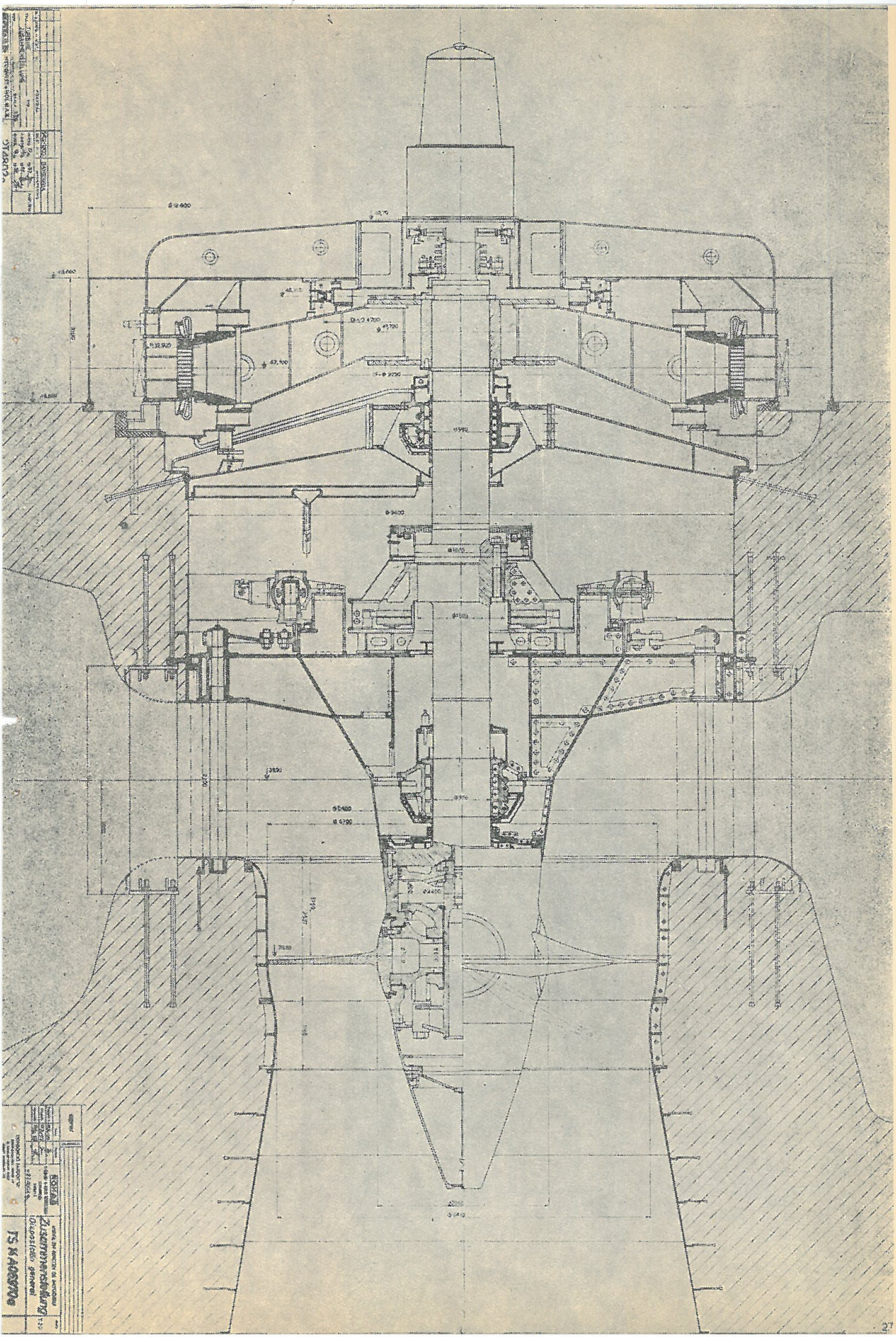


Figura Nº 11

buidor fueron construídos por la fábrica Terni de Italia y enviados posteriormente a la fábrica NOHAB para su terminación y ensayo de montaje en fábrica.

8) *Tableros de emergencia de la entrada.* — Las entradas de agua de las máquinas pueden cerrarse con dos juegos de tableros de emergencia. Estos dos juegos de tableros están compuestos por 12 tableros (6 por máquina o sea 3 por vano). Como la colocación de los tableros debe poder efectuarse con corriente de agua, el tablero superior está provisto de rodillos de acero fundido. Los tableros inferiores caen por su propio peso. Las juntas entre tableros se adaptan a la dirección de la corriente y están fijadas del lado aguas arriba del tablero. La empaquetadura lateral se efectúa con perfiles de goma.

Estos tableros están construídos con acero St 37 y St 52.

Los tableros se colocan y se retiran con la grúa exterior utilizando una viga de garfios especialmente construída para tal fin.

9) *Tablero a la salida del tubo de aspiración.* — La salida del tubo de aspiración de cada máquina puede cerrarse con un grupo de 2 tableros (1 por vano) similares a los tableros de emergencia. Para poder llenar el tubo de aspiración con los tableros colocados, uno de los tableros está provisto de una compuerta que puede ser accionada desde arriba con una barra. Para evitar que los nichos y la abertura en el techo del tubo de aspiración ocasionen turbulencias cuando los tableros están levantados se colocan marcos y barras especiales para cerrarlos. Estos tableros también están construídos con acero St 37 y St 52.

10) *Partes fijas de las rejas y de los cierres de la entrada y de la salida.* — Debido a la agresividad de las aguas del Río Negro y a la experiencia recogida en la usina de Rincón del Bonete se estimó necesario proteger contra la oxidación las partes fijas de las rejas, de los cierres de emergencia de la entrada y de los cierres a la salida del tubo de aspiración que están continuamente bajo agua y que no podrán ser reparados cuando se llene el embalse. En consecuencia todas las partes trabajadas o sea rieles de deslizamiento, guías, etc., son de acero inoxidable suministrado por la Deutschen Edelstahlwerke Remanit 1880S con un contenido de 18% de cromo y 10% de níckel y todas las partes no trabajadas o sea soportes transversales de las rejas, umbrales, protección de los cantos, guías, etc., son de acero normal 37 plaqueado con Remanit 1880 St de 2 mm. de espesor con un contenido de 18% de cromo y 10% de níckel.

Las distintas partes se sueldan con electrodos de acero inoxidable de tal manera que en las superficies sólo aparece material inoxidable.

Los tableros de la entrada y de la salida y las rejas, así como todas las partes fijas correspondientes son suministradas por la firma Dortmunder Union Brüchenbau A.G.

11) *Máquina limpia-rejas.* — La máquina limpia rejas que corre en la plataforma aguas arriba en la cota + 56.00 es suministrada por la firma Voith.

La velocidad de traslación de la máquina es de 0,25 m/seg. y las velocidades de elevación y de descenso del carro son respectivamente de 0,35 m/seg. y 0,7 m/seg.

En la figura 11 se representa un corte de la turbina y del generador.

4.2 Generadores.

Los 3 generadores para la usina de Baygorria así como todos los equipos eléctricos de la misma son suministrados por la firma Siemens Schuckertwerke. Los generadores son de eje vertical, de diseño tipo paraguas.

Las características nominales son las siguientes: 36000 KVA con cos φ 0,95; 2970 A; 7 kV; 50 c/s; 79 r.p.m. En condiciones normales de funcionamiento la temperatura no sobrepasará la temperatura del aire de refrigeración en más de 70°C en el estator ni en más de 75°C en el rotor, tomando para el aire de refrigeración una temperatura de 40°C.

El rotor del generador va montado sobre el eje de la turbina y su estrella de soporte tiene 19 brazos. Estos son construídos con chapas soldadas de acero 37, formando perfiles doble T con nervios verticales de refuerzo. El cuerpo del rotor está formado por chapas estampadas y prensadas mediante pernos de ajuste. Las chapas van solapadas, obteniéndose una construcción encadenada muy sólida. El rotor tiene 76 polos construídos con chapas magnéticas estampadas. En la cabeza de los polos se coloca el arrollamiento amortiguador discontinuo, formado por ba-

rras de cobre redondo fijas en ambos extremos de cada polo con soldadura dura. El arrollamiento polar está formado por un fleje de cobre colocado por su arista angosta, siendo su aislación de la clase B, correspondiente a las normas VDE.

El estator tiene un diámetro exterior de 9250 mm. y una altura total de 1600 mm. Su construcción es soldada, del tipo caja. La parte posterior lleva tubos de refuerzos triangulares soldados en el sentido del eje de la máquina. Las chapas del núcleo del estator se aislan con vidrio soluble. El arrollamiento del estator se realiza en 2 capas con 2 ramales paralelos por fase. La aislación de este arrollamiento es también de la clase B.

El generador está calculado para una velocidad de embalamiento de 260 r.p.m Es enfriado por aire disponiéndose de 8 refrigeradores de agua a través de los cuales circula el aire de refrigeración.

En la estrella de brazos inferior van colocados los frenos que sirven para parar el generador. Estos son accionados con aire comprimido y se aplican cuando la velocidad de la máquina baja del 40% de la nominal, llegándose a parar la máquina en aproximadamente 4 minutos.

Para proteger el generador de posibles incendios se ha previsto un equipo extinguidor de anhidrido carbónico accionado manualmente desde los tableros de sala de máquinas y de comando o por accionamiento del relé diferencial.

Por tratarse de un generador de baja velocidad se estimó necesario utilizar un grupo de excitación rápido no directamente acoplado al generador. Se evitó así un dimensionado excesivo del grupo de excitación como hubiera sido en el caso de ser éste directamente acoplado al eje, lo cual hubiera llevado también a un aumento de la altura total de la máquina. Este grupo de excitación se alimenta con un generador de eje instalado debajo de la estrella de brazos superior. El grupo convertidor de excitación (ver figura 12) gira a 740 r.p.m. y se compone de una excitatriz principal, una excitatriz piloto y un motor asíncrono ubica-

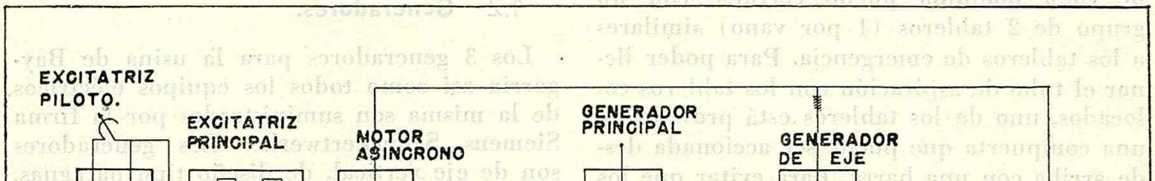


Figura Nº 12

dos en un recinto próximo al generador. El generador de eje se excita mediante un equipo especial patentado por el Dr. Harz. El principio de este equipo consiste en aplicar el método de la excitación de un generador shunt de corriente continua al caso de un generador sincrónico, esto es obtener del inducido la energía necesaria para la excitación. Se llega así en carga a una buena regulación automática del voltaje. Además este sistema permite obtener tensión nominal de excitación para velocidades de la máquina de aproximadamente 40% de la nominal y para velocidades excesivas que superan el 40% de la velocidad nominal de la máquina se produce la caída brusca de la tensión de excitación. Se garantiza una respuesta de excitación de 120%. Las características de la excitatriz principal son las siguientes: 290 kW, 416 V, 697 A y 740 r.p.m. y de la excitatriz piloto 4,8 kW, 115 V, 42 A y 735 r.p.m.

En el campo de la excitatriz principal se ha previsto un regulador automático de tensión Siemens, tipo K 7404-1. Su sensibilidad de reacción es de ± 0,5% y su tiempo de ajuste 0,2 segundos. Tiene un dispositivo de conexión escalonada con 2 × 120 escalones en conexión puente, accionado por un servomotor a presión de aceite.

Para desexcitar el generador en caso de emergencia, se ha previsto un sistema de desexcitación rápida.

Se indican a continuación otras características de los generadores, garantizadas en el contrato.

Rendimiento con 36000 KVA y cos $\varphi = 1$, no menor de 97,74%.

Relación de corto circuito, no menor de 1,1.

Momento de inercia: 14000 t.m².

Reactancia subtransitoria X''_d directa 19%.

Reactancia transitoria X'_d directa 29%.

Reactancia sincrónica Xd directa 84%.

Reactancia inversa X_2 aprox. 21%.

Para la conexión del punto neutro se han unido las tres fases estatóricas en estrella, conectándose a un descargador de tensión de 6 kV.

Para el generador se instalan las siguientes protecciones: protección diferencial, contra faltas a tierra, contra asimetría, contra puestas a tierra del rotor y contra aumentos de tensión.

En la figura 13 se indica el esquema eléctrico de todas las instalaciones de la usina.

4.3 Transformadores.

Los transformadores principales de 165/7 kV son trifásicos, tipo intemperie, en aceite, refrigerados por circulación de aceite enfriado con agua. El bobinado de baja tensión está conectado en triángulo y el bobinado de alta tensión en estrella con el punto neutro aislado para 45 kV, habiéndose dejado la posibilidad de intercalar una bobina de reactancia limitadora de corriente.

La relación de transformación es de 7 kV/165 kV (± 2,5% y ± 5%) y la potencia nominal 36000 KVA. La reactancia es de 11,3 %. El rendimiento garantizado con cos $\varphi = 1$ y 60% de la carga nominal es de 99,46%. Los niveles de aislación son de 750 kV con onda de impulso completa para el devanado de alta tensión y de 100 kV con onda de impulso completa para el devanado de baja tensión.

Las tomas de corriente en el arrollamiento de alta tensión se accionan manualmente desde el exterior. Cada transformador tiene 2 refrigeradores y 2 bombas de aceite, sirviendo en cada caso una unidad como reserva. Las bombas de aceite no tienen prensaestopa.

Las cajas de los transformadores son herméticas habiendo sido diseñadas para resistir una presión de 1.1 atm. Cada transformador está equipado con un tanque de expansión, un indicador de nivel de aceite con contactos de alarma, un indicador de circulación de aceite en cada enfriador con contacto de alarma y un termómetro de resistencia para la medición de la temperatura del aceite. Los aisladores pasantes de 165 kV se componen esencialmente de papel prensado arrollado sobre un tubo de aluminio a través del cual pasa el cable de conexión.

En cada transformador se instalan las siguientes protecciones: protección diferencial, imagen térmica que permite registrar la temperatura del arrollamiento, protección Buchholz y protección contra sobrepresión consistente en un tubo de escape obturado por una membrana.

En la recepción en fábrica de estos transformadores además de los ensayos de rutina, se efectuó en uno de ellos un ensayo de calentamiento y un ensayo con onda de impulso.

El peso de cada uno de estos transformadores es de aproximadamente 76 toneladas incluído el peso del aceite que asciende a 17 toneladas.

Los transformadores principales van ubicados en la estación a la intemperie de 165 kV, sobre bases de hormigón y separados entre sí por tabiques de mampostería. Existe una vía que permite llevar estos transformadores hasta el patio de maniobra quedando así al alcance de la grúa exterior.

Los 2 transformadores para el servicio propio de la usina y los 2 transformadores para el servicio de la población son trifásicos, tipo intemperie, en aceite, refrigerados por aire.

La relación de transformación de los transformadores de servicio propio es de 7000 ± 12,4%/400/231 V y la potencia nominal de cada uno 800 KVA. El bobinado de 7000 V está conectado en triángulo y el bobinado de 400/231 V en estrella con el neutro accesible. El rendimiento garantizado con cos $\varphi = 1$ y 60% de la carga nominal es de 98,7%. Estos transformadores están previstos para trabajar uno como reserva del otro. El peso de cada uno de ellos es de 6 toneladas incluído el aceite.

La relación de transformación de los transformadores para el servicio de población es de 7000/15750 ± 12% V y la potencia nominal de cada uno 800 KVA. El bobinado de 7000 V está conectado en triángulo y el bobinado de 15750 V en estrella con el neutro accesible. El rendimiento garantizado con cos $\varphi = 1$ y 60% de la carga nominal es de 98,6%. Estos transformadores están previstos para trabajar en paralelo. El peso de cada uno de estos transformadores es de aproximadamente 6 toneladas incluído el aceite.

Los 4 transformadores antes mencionados tienen en el lado de alta tensión un regulador automático bajo carga para graduar la tensión en 10 etapas.

El depósito de aceite de cada transformador está dividido empleándose la parte mayor como tanque de expansión para el transformador y la parte menor como tanque de expansión para el regulador. El regulador está accionado por un motor eléctrico que se comanda manualmente, desde la sala de comando o por medio de la instalación de regulación de tensión.

Cada transformador está equipado con dos indicadores de nivel de aceite, uno para el aceite del transformador y otro para el aceite del regulador, con un termómetro para la temperatura del aceite y con un relé Buchholz. Se ha previsto además una protección de sobrecarga temporizada.

Los transformadores de servicio propio de la usina y de población se ubican en el patio interior de la casa de comando en la cota 53.15.

4.4 Instalaciones de distribución.

Como instalaciones de distribución se consideran las siguientes instalaciones: celdas de 7 kV de los generadores, barras de 7 kV desde las celdas de los generadores hasta los transformadores principales de 7/165 kV, estación a la intemperie de 165 kV, celdas de distribución de 7 kV desde donde se alimentan los transformadores de servicio propio de la usina y los de población, distribución de 400 voltios para los servicios propios de la usina y distribución de 15000 voltios para el servicio de población.

Se darán a continuación algunos detalles sobre cada una de estas instalaciones.

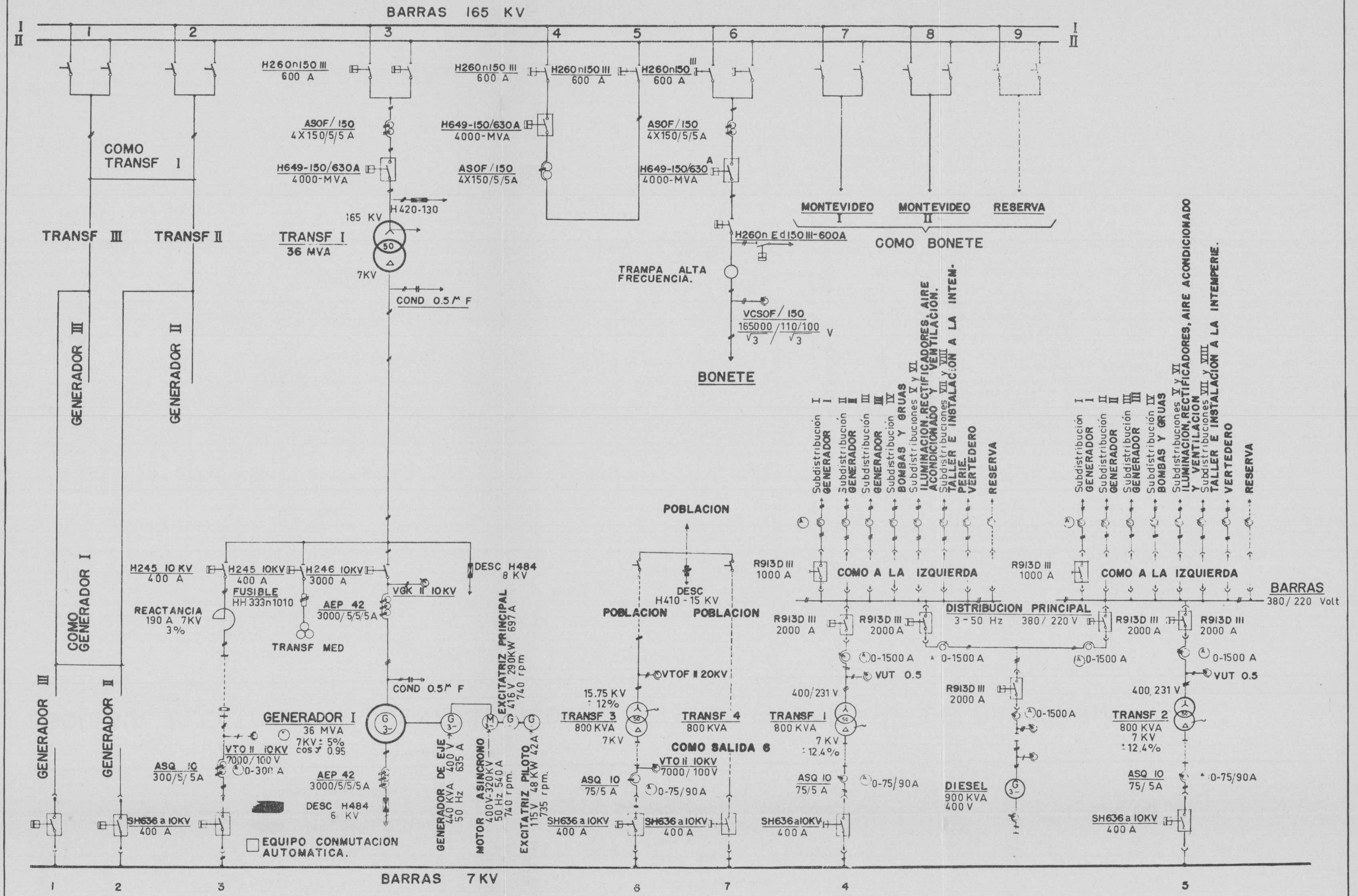
1) *Celdas de 7 kV de los generadores.* — La conexión entre bornes del generador y las celdas correspondientes se efectúa con barras de cobre de 2000 mm^2. de sección por fase (2 barras de 100 × 10 mm.).

A cada generador corresponden 6 celdas conteniendo el material cuyas características figuran en el esquema eléctrico de la fig. 13. Se ubican también en estas celdas el equipo de excitación Harz del generador de eje y el equipo de desexcitación del generador principal.

Estas celdas están ubicadas en el corredor de celdas de la cota 46.50. Los tabiques de separación son de hormigón y las puertas de chapa con ranuras de ventilación.

2) *Barras de 7 kV hacia los transformadores principales 7/165 kV.* — Las barras de 7 kV que conectan los generadores con los transformadores 7/165 kV, parten de una de las celdas de los generadores y corren a lo largo de la pared aguas abajo del corredor de barras. Este corredor situado a la cota 52.20 se continúa como túnel a la cota 48 por debajo del patio de maniobra a la intemperie hasta los transformadores 7/165 kV ubicados en la estación a la intemperie de 165 kV.

Las barras son de aluminio, soldadas, de perfil doble U de 4906 mm^2. de sección, de 158 m. de longitud media y 100 KW de pérdidas aproximadamente. Van colocadas en nichos separados entre sí por losas de hormigón horizontales y cerrados con paneles



ESQUEMA ELECTRICO - CENTRAL HIDROELECTRICA EN RINCON DE BAYGORRIA.

Figura Nº 13

verticales formados por un marco de chapa y tejido de alambre.

3) *Estación a la intemperie de 165 kV.* — La estación a la intemperie está ubicada aguas abajo de la casa accesoria en una explanada a nivel 53.15 formada rellenando sobre la ladera del terreno natural. Las dimensiones totales son de 146 m. de largo por 72.50 m. en su parte más ancha y 59 m. en su parte más angosta. Está construída de manera que las partes bajo tensión están por lo menos a 4.50 m. sobre el nivel del suelo o en caso contrario protegidas por barandas que impiden cualquier contacto accidental por parte del personal de servicio. El sistema de barras es doble y éstas son de cable de cobre de 185 mm². de sección. En las distintas derivaciones se emplea cable de cobre de 150 mm². de sección. Comprende 3 secciones (numeradas 1, 2 y 3 en el esquema de la fig. 13) para los transformadores 7/165 kV, 4 secciones (numeradas 6, 7, 8 y 9) para las líneas aéreas de 165 kV, de las cuales dos son para las líneas a Montevideo, una para la línea a Bonete y una para reserva y dos secciones (numeradas 4 y 5) para interconexión de barras y equipos de medida. Cada sección incluye todos los equipos detallados en el esquema eléctrico de la fig. 13. Los equipos instalados son para una tensión nominal de 150 kV y una tensión máxima de servicio de 173 kV. El nivel de aislación se fijó en 750 kV con onda de impulso completa 1/50 µs.

A continuación detallaremos las características de los distintos equipos.

Interruptores de potencia. — Los interruptores H 649-150/630 A son del tipo de poco volumen de aceite, con tres unidades monofásicas independientes permitiendo desconectar cortocircuitos unipolares y tripolares. Con los relés adecuados se pueden efectuar interrupciones de muy corta duración reenganchándose después automáticamente con el fin de eliminar cortocircuitos transitorios. Estas posibilidades se utilizan para los relés de línea. El accionamiento de los interruptores se hace con aire comprimido. La corriente nominal es de 630 A, el poder de corte simétrico con 165 kV de 4000 MVA y el poder de corte asimétrico con 165 kV de 5200 MVA. El tiempo de extinción total de los arcos es del orden de 3,5 ciclos. Está prevista la utilización del interruptor de la sección de acoplamiento de barras como interruptor para las secciones del generador o de las líneas sin que sea necesario cambiar de sitio ninguno de estos interruptores. El cambio de la protección sobre el interruptor de acoplamiento se realiza con llaves múltiples ubicadas en uno de los paneles del tablero de relés.

Cuchillas separadoras. — Las cuchillas H 260 n 150/600 A son del tipo convencional con dos brazos giratorios, de apertura horizontal, con estructura de soporte independiente de las barras. El accionamiento es neumático. Las cuchillas dispuestas en las líneas a la salida de la estación se equipan con un interruptor de puesta a tierra accionado separadamente por un mecanismo neumático. La corriente nominal de las cuchillas es de 600 A.

Accionamiento de cuchillas e interruptores. — El aire comprimido a 5 atm. necesario para el accionamiento de las cuchillas e interruptores se produce en 2 grupos compuestos cada uno por un compresor tipo H 160-8 Ft, por 2 tanques de 480 l. de capacidad cada uno y por un secador. Estos equipos están ubicados en la estación próximos a la salida de la línea a Bonete. La distribución de aire comprimido desde los grupos compresores hacia las válvulas se hace por medio de cañerías de cobre de 28 × 1,5 mm., dispuestas en anillo.

Las válvulas para el accionamiento de los interruptores y cuchillas de cada sección están reunidas en un equipo neumático de maniobra ubicado en un armario que contiene además los bornes para los cables de maniobra y de medición. Estos armarios están ubicados, en cada sección, al lado de los interruptores.

Transformadores de medida. — Los transformadores de medida son suministrados por la firma Siemens Halske.

Los transformadores de corriente ASOF/150 tienen 2 núcleos conectándose a uno de ellos los instrumentos de medida y al otro los relés de protección. La relación de transformación es de 600/300/150/5/5A y la precisión de clase 0,5/1,0 correspondiente a las normas VDE.

Los transformadores de tensión VCSOF/150 son del tipo capacitivo. La relación de transformación es de $165000/\sqrt{3}/110/\sqrt{3}/100/\sqrt{3}$ V y la precisión de clase 0,5 correspondiente a las normas VDE.

Descargadores, hilos de guardia y puesta a tierra. — Los descargadores H 420-130 tienen las siguientes características técnicas:

Tensión nominal	132 KV
Tensión de servicio máxima para neutro con reactancia a tierra o aislado	152 KV
Valor de cresta de la máxima onda normal de descarga que no afecta al descargador	100 KA
Tensión residual con intensidad de descarga de 10 KA	448 KV

Para los casos de descarga directa existe un fusible entre el descargador y la línea que impide la destrucción total del descargador. Los descargadores se equipan con contadores de reacciones que permiten contar los procesos de descarga y con explosores de control que ofrecen la posibilidad de valorizar la magnitud de las corrientes descargadas.

Para proteger las instalaciones se colocan además de los descargadores, hilos de guardia de cobre de 70 mm^2. de sección y una red de puesta a tierra. La red de puesta a tierra está unida al armazón de hierro del hormigón del edificio de la central y del vertedero que a tal fin fue soldada formando un enrejado tridimensional de aproximadamente 5 m. de lado. Como conductor principal para la fijación del potencial se utilizan los rieles de la grúa exterior. La red de puesta a tierra cuya resistencia debe ser menor de 0,2 ohmios se proyectó teniendo en cuenta los siguientes datos: resistencia específica a tierra media, medida en noviembre de 1958, 100 ohm/m., corriente de cortocircuito a tierra 8 KA y calentamiento del conductor inferior a 100°C para un tiempo de 5 seg. Se emplea cable de cobre de 95 mm^2. de sección y lanzas de puesta a tierra de acero con recubrimiento de cobre.

Estructuras, cadenas de aisladores, canaletas, etc. — Las estructuras de soporte de la estación a la intemperie son reticuladas, de acero normal 37 con protección de galvanizado a fuego. Para su proyecto y cálculo se tomó como acción del viento una presión dinámica de 150 kg/m^2. y como acción de temperatura las tempetraturas extremas de — 10°C y + 44°C.

Los aisladores de plato de porcelana son suministrados por la firma Kronacher Porcellanfabrik. Las cadenas son de diez elementos con tensiones de contorno a 50 Hz en seco de 615 KV y tensión de contorno con onda de impulso 1/50 μs de 950 KV para onda positiva.

Las cañerías de aire comprimido y los cables de control se colocan en canaletas de hormigón prefabricadas.

4) *Celdas de distribución de 7 KV.* — Las celdas de distribución de 7 KV están ubicadas en el corredor de celdas de la cota 46.50 frente al sitio de montaje. Son 7 y se conectan a las celdas de los generadores por medio de cables trifásicos con aislación de papel para 10 KV. Estas celdas contienen el material cuyas características figuran en el esquema eléctrico de la fig. 13 (derivaciones 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7 de las barras de 7 KV).

Estas celdas son totalmente de chapa y en las mismas la parte de alta tensión está separada por una chapa metálica de la parte de baja tensión correspondiente a los instrumentos de medida. En la parte central de las celdas se encuentra el interruptor de potencia y los transformadores de intensidad montados en un carrito retirable. Los interruptores de potencia son automáticos, 7 KV, 400 A, poder de corte simétrico 100 MVA y accionamiento neumático.

Los interruptores de las celdas donde llega la alimentación de los generadores tienen un enclavamiento mutuo de manera que sólo puede estar conectado uno de ellos y por consiguiente los transformadores de servicio propio y de población se alimentan solamente desde uno de los generadores. Para la protección de estas instalaciones existen relés temporizados de sobrecarga tipo R 3 As 7.

5) *Distribución de 400 voltios para el servicio propio de la usina.* — Con los transformadores 7000/400/231 V de servicio propio mencionados en el parágrafo 4.3 se alimentan todos los servicios de la usina. Estos transformadores previstos para funcionar uno como reserva del otro, están conectados al tablero de distribución principal de 380/220 V como se indica en el esquema eléctrico de la fig. 13. Este tablero está ubicado en la sala de comando secundaria de la cota 57. A este tablero se puede conectar, en caso de necesidad, el generador de emergencia que suministra también potencia a 400 voltios.

El tablero de distribución principal es de chapa y se compone de 2 partes. Cada parte tiene 6 paneles y alimenta todos los servi-

cios de la usina, existiendo por lo tanto una doble alimentación como se indica en el esquema eléctrico de la fig. 13.

Los interruptores de las alimentaciones de las barras de 380/220 V de la distribución principal son automáticos, de 2000 A, con accionamiento neumático y poder de corte simétrico de 50 KA. Los interruptores de las derivaciones de la distribución principal son del mismo tipo que los anteriores pero para 1000 A y poder de corte simétrico de 40 KA. Todos estos interruptores son retirables e intercambiables entre sí.

Desde el tablero de distribución principal se alimentan varias subdistribuciones del tipo capsulado de hierro fundido que están ubicadas en distintos lugares de la usina. Desde estas subdistribuciones se alimentan a su vez las grúas, las bombas, los servicios auxiliares de los generadores, los rectificadores, las instalaciones de iluminación y de aire acondicionado, el ascensor, los talleres mecánico y eléctrico, los equipos de purificación de aceite, los guinches para el accionamiento de las compuertas, etc. Todas estas alimentaciones están protegidas por seccionadores con fusibles o por interruptores de carga con disparo térmico y fusibles.

6) *Distribución de 15 KV para la población.* — Con los transformadores 7000/15750 V mencionados en el parágrafo 4.3 se alimentan las redes de 15 KV para el suministro de energía eléctrica a la población de Baygorria. La alimentación se efectúa con un doble cable armado de 15 KV, de 3 $\times$ 25 mm². de sección y 480 m. de largo. Estos cables colocados en zanjas parten cada uno de un transformador y llegan a un poste de amarre, desde donde alimentan las redes aéreas de distribución de la población. En este poste de amarre se ubican 2 cuchillas de 15 KV y un juego de descargadores. Las redes aéreas de 15 KV alimentan varias subestaciones de 15/0.230 KV que dan servicio a toda la población de Baygorria.

4.5 Equipos de comando y de control e instalaciones auxiliares.

1) *Tableros de comando de control y de relés.* — Los tableros de comando, de control, de relés y de contadores están ubicados en las salas de comando principal y secundaria y en la sala de máquinas al lado de cada máquina.

En la sala de comando principal se encuentran: un pupitre con los comandos de las tres unidades turbina-generador-transformador y de la estación a la intemperie de 165 KV, un tablero de 19 paneles en los cuales se colocan instrumentos de medida, registradores, leyendas luminosas de aviso de peligro, sincronoscopio, etc., para los servicios principales y auxiliares y un escritorio con instrumentos de medida, comandos y teléfonos.

En el pupitre y tablero principal figura un diagrama mímico de las barras y de las derivaciones correspondientes con indicación de la posición de los interruptores y de los seccionadores.

Detrás del tablero principal se ubica el tablero con los relés de protección de los generadores y de los transformadores 7/165KV. En un panel de este tablero se encuentra el equipo de conmutación automática que desempeña las siguientes funciones: conmuta la alimentación de los transformadores de servicio propio y de población a otro de los generadores en caso de falla del generador que alimenta esos transformadores; en caso de falla en los tres generadores, después de 2 segundos, trasmite un comando de arranque al generador de emergencia; reconecta la alimentación a uno de los generadores si después de transcurridos 30 segundos éstos hubieran adquirido nuevamente su tensión nominal. En este último caso se detiene automáticamente el generador de emergencia. También en este tablero de relés se encuentra el equipo sincronizador automático que funciona con un equipo de compensación de frecuencias. Este equipo facilita la maniobra de sincronización y descarta la posibilidad de una falsa sincronización.

En la sala de comando secundaria están los tableros con los relés para las señalizaciones de peligro de las 3 unidades generadoras y de las instalaciones de distribución, para las líneas aéreas a Montevideo y a Bonete, para los transformadores de servicio propio y de población y para el generador de emergencia. También se encuentran en la sala de comando secundaria los tableros con todos los contadores, los tableros de corriente contínua y de iluminación y el tablero de distribución principal 380/220 voltios mencionados en el parágrafo 4.4.

En la sala de máquinas, al lado de cada máquina está el tablero con los instrumentos de medida, comandos, leyendas luminosas de aviso de peligro, regulador de tensión, etc., necesarios para el funcionamiento correcto de cada máquina.

Para el accionamiento de los interruptores así como para los circuitos de protección y señalización de los tableros se usa corriente contínua de 220 voltios y de 24 voltios.

2) *Medida de los niveles y de los caudales de agua.* — En el tablero principal de la sala de comando existen instrumentos registradores para la medida de los niveles aguas arriba y aguas abajo. La medida del nivel aguas arriba se realiza con un flotador ubicado en un pozo en la plataforma aguas arriba delante de los depósitos de los tableros, el cual comunica con el embalse por medio de un ducto de hormigón de 20 cm. de diámetro. El flotador acciona un instrumento basado en el principio de impulsos. La medida del nivel aguas abajo se realiza con un instrumento igual al anterior pero ubicado en un pozo en el pilar de separación. Este pozo comunica con el río aguas abajo por medio de un ducto de hormigón de 80 cm. de diámetro cuya toma, protegida por una reja, se encuentra a 58 m. aguas abajo del eje de las turbinas.

La medida del caudal del agua se hace por el método de diferencia de presiones de Winter-Kennedy habiéndose determinado la ubicación de las tomas en la espiral durante los ensayos en modelo de las turbinas. Se utiliza un manómetro a flotador con un potenciómetro que trasmite la medida a un instrumento registrador ubicado en el tablero principal de la sala de comando y con un mecanismo contador de relojería que trasmite la indicación a contadores ubicados en la sala de comando secundaria.

3) *Equipos de protección.* — Para la protección de los distintos equipos del sistema eléctrico se han previsto las siguientes zonas:

Zona 1 — Generadores principales. Como ya se mencionó en el parágrafo 4.2 se instala una protección diferencial y contra faltas a tierra (relé RG 23).

Zona 2 — Transformadores 7/165 KV y barras de 7 KV. Como ya se mencionó en el parágrafo 4.3 se instala una protección diferencial (relé RT 22).

Zona 3 — Instalación de servicio propio y de población. Para la alimentación desde los generadores de las barras de 7 KV y para las derivaciones hacia los transformadores de servicio propio y de población se instalan relés temporizados de sobrecorriente tipo R3 As7.

Zona 4 — Líneas de trasmisión y barras de 165 KV. Se instala una protección de impedancia direccional R3 Z 24. Para el arranque de esta protección se monta el relé R3 Z2 y para reenganches monopolares y tripolares el relé R 12 H 489. A fin de obtener un accionamiento instantáneo en forma selectiva en toda la extensión de la línea se utiliza una comunicación de alta frecuencia entre los relés de los extremos de cada línea.

Existe además una protección de respaldo realizada en base a un relé de impedancia R1Z25 que actúa como protección contra sobrecargas prolongadas en los generadores y contra faltas en las barras y en base a los últimos escalones de tiempo del relé de impedancia de las líneas R3Z24.

4) *Cables y soportes de cables.* — Los cables de alta tensión de 7 KV son trifásicos con aislación de papel para 10 KV, vaina de plomo, armadura y cubierta protectora. Las cajas terminales correspondientes son del tipo para instalación interior, sin masa aislante.

Los cables de alta tensión de 15 KV son trifásicos, tipo H, de 25 mm². de sección, con aislación de papel para 15 KV, vaina de plomo individual, armadura y cubierta protectora.

Los cables de baja tensión tienen aislación de Protodur, una capa concéntrica de alambre de cobre y una envoltura de Protodur (Tipo NYCY). Se designa con Protodur un tipo de aislación a base de cloruro de polivinilo fabricada por Siemens y que cumple con las normas VDE 0271.

Los cables de control tienen aislación de Protodur y una envoltura de Protodur.

Todos los cables se colocan en bandejas y en soportes ubicados en pisos de cables en las cotas 53,15 y 50 y en el corredor de barras. Las bandejas fueron suministradas por la firma Rieth y Co. y son del tipo "Rico" metalizadas al fuego, de poco peso, de construcción plegable a base de elementos desmontables que permite gran flexibilidad en el armado. Las abrazaderas tipo Pohl se colocan en hierros Halfen empotrados en las paredes y techos.

5) *Instalaciones de corriente contínua de 220 voltios y de 24 voltios.* — La energía necesaria para los circuitos de señalización, comando y protección así como para los servicios esenciales en caso de emergencia se ob-

tiene de un sistema de corriente contínua de 220 voltios.

Esta instalación está alimentada por una batería de placas de plomo de la fábrica Accumulatoren - Fabrik Aktiengesellschaft con una capacidad de 180 Ah para descarga en 10 horas. Para descarga de 95 amperios durante una hora o de 150 amperios durante 1 minuto la tensión por vaso se mantiene superior a 1,75 voltios. La batería principal se compone de 100 vasos y existe una batería adicional de 20 vasos que se conecta automáticamente cuando la tensión de la batería baja de cierto valor. Estas baterías se instalan en el cuarto de baterías situado en la cota 53,15 de la casa de comando.

La carga de la batería se efectúa con 2 rectificadores secos de selenio, uno para la batería de 100 vasos y otro para la batería de 20 vasos o con un convertidor rotativo que sirve para las dos. Normalmente el rectificador alimenta el sistema de corriente contínua y la batería absorbe los picos de carga. Al fallar la tensión alterna en el rectificador el servicio pasa totalmente a la batería. Los rectificadores están ubicados en el local de carga de baterías de la cota 53.15.

El convertidor rotativo consta de un motor asincrónico de 380 Voltios, 17,5 KV, 1420 r.p.m. y de un generador de corriente contínua de 210-280 Voltios, 12,6 KV y 1420 r.p.m. Estos equipos están ubicados en el piso de cables de la cota 53.15, debajo de la sala de comando secundaria.

Los interruptores de potencia de las baterías y del convertidor, así como los instrumentos de medida correspondientes se instalan en un tablero de la sala de comando secundaria.

Además existe una batería de 24 voltios prevista para alimentar la instalación telefónica de la usina, la instalación de relojes y los circuitos de comando y de señalización.

Esta batería, suministrada por el mismo fabricante que la anterior, tiene 11 vasos de iguales características que los de la batería de 220 voltios. Está ubicada en el cuarto de baterías junto con la batería de 220 voltios y se carga con un pequeño rectificador seco de selenio, también ubicado en el local de carga de baterías.

6) *Puesta a tierra.* — Además de la red de puesta a tierra de la estación a la intemperie antes mencionada, existe otra red de puesta a tierra a la cual se conectan todos los equipos eléctricos de la usina y del vertedero. Esta red de puesta a tierra está conectada a la red de puesta a tierra de la estación a la intemperie y fue proyectada en base a las mismas condiciones que éstas.

7) *Generador de emergencia.* — En la cota 53.15 en la sala Diesel se instala un grupo generador de emergencia. Este grupo se compone de un motor Diesel suministrado por la firma Klockner - Humboldt-Deutz A.G. y de un generador suministrado por la firma Siemens. El motor es tipo B V8M 545, de 1000 CV de potencia, 375 r.p.m., 8 cilindros, de 4 tiempos, con bomba y válvula de inyección modelo Deutz. Está equipado con una turbina de gas de escape para sobrecarga. El enfriamiento se hace con agua circulando en circuito cerrado. El agua de este circuito se refrigera por medio de un intercambiador de calor en el cual circula a su vez agua fresca. El arranque se hace con aire comprimido.

El generador es tipo FW 490/13-16, de 900 KVA, 375 r.p.m., 400 voltios, 50 ciclos por segundo, 1300 amperios. Está dimensionado para una temperatura ambiente de 40ºC y equipado con un devanado amortiguador. El generador es autoexcitado con el sistema del Dr. Harz cuyo principio ya fue descrito en el parágrafo 4.2. *Generadores.*

El grupo generador de emergencia está previsto para servicio automático y como ya se dijo anteriormente al fallar la alimentación de la instalación de 400 voltios desde los generadores principales se conecta automáticamente el generador de emergencia.

Los instrumentos de medida y de control y los equipos de maniobra se instalan en un tablero ubicado en el mismo local, existiendo también instrumentos de medida y comando en el tablero principal de la sala de comando.

8) *Equipos de alta frecuencia para comunicación y protección.* — Para la comunicación telefónica entre Baygorria, Montevideo y Bonete y para los equipos de protección de las líneas de 165 KV se instalan equipos de onda portadora en Baygorria, en Bonete y en la estación B del anillo de 150 KV de Montevideo. Estos equipos, suministrados por la firma Siemens Halske, son independientes o sea que existe un equipo para comunicación y un equipo para protección, de dos bandas laterales y se acoplan a 2 con-

ductores de línea. Las frecuencias que se utilizan son las siguientes:

comunicación

Montevideo-Baygorria	200/215 KHz
Baygorria-Bonete	260/280 KHz

protección:

Montevideo-Baygorria	160/180 KHz
Baygorria-Bonete	270/290 KHz

La comunicación telefónica se realiza por tramos siendo éstos Montevideo-Baygorria y Baygorria-Bonete. En Baygorria se realiza la combinación de ambos tramos por medio de un dispositivo selector de 4 hilos.

Para asegurar el funcionamiento de estos equipos, teniendo en cuenta su importancia, se instalan en Baygorria, en Bonete y en Montevideo B, grupos generadores que constan de un motor asincrono, un generador monofásico sincrónico y un motor de corriente contínua. Estos grupos están en servicio permanente accionados por el motor de corriente alterna. Si falla el suministro de corriente alterna se conecta el motor de corriente contínua por medio de un equipo automático.

9) *Instalación telefónica y de busca personas.* — Para establecer comunicaciones telefónicas entre las distintas instalaciones de la usina existe una central telefónica interna automática. Esta central está conectada a los equipos de onda portadora para comunicación, permitiendo así establecer comunicaciones con Montevideo y con Bonete a través de las líneas de alta tensión que salen de Baygorria. Esta central telefónica, suministrada por la firma Siemens Halske, es NEHA tipo II D para 5 líneas de enlace y 25 líneas para estaciones internas.

Se instala además un dispositivo adicional para buscar personas que permite la trasmisión de 10 señales de llamada por código. Este dispositivo se conecta a dos de las líneas previstas para las estaciones internas de la central telefónica. Las llamadas por código pueden trasmitirse desde cualquier teléfono interno y tienen un sistema óptico combinado con una señal acústica intermitente.

En la estación a la intemperie se instalan dos bocinas.

10) *Instalación de relojes.* — La instalación de relojes comprende un reloj principal y 16 relojes comandados por el principal y distribuídos por toda la usina.

El reloj principal es un reloj de péndulo de compensación de una frecuencia de 1 segundo que trabaja con una exactitud de aproximadamente ± 1 segundo cada 24 horas y está equipado con un dispositivo automático que ajusta los relojes auxiliares después de una falla en la corriente.

11) *Instalación de purificación de aceite.* — Para la purificación de aceite aislante y del aceite de máquinas se han previsto dos equipos de purificación así como tanques de almacenamiento que se instalan en un local especial en la cota 53.15.

Los equipos son suministrados por la firma A. Hering - Nürenberg y tienen las siguientes características:

para el aceite aislante el equipo es tipo OES 1000 con capacidad de 1000 lt/hora y se compone de un filtro grueso con imán permanente, de un filtro rústico, de una centrífuga de aceite, de un calentador de paso y de bombas de vacío.

para el aceite de máquinas el equipo es tipo OS 1000 con una capacidad de 1000 lt/hora y se compone de un purificador rústico con criba metálica a imán permanente y de una centrífuga.

Para el aceite aislante se instalan 4 tanques de 10 m^3 de capacidad cada uno y 2 tanques de 3 m^3 de capacidad cada uno, que corresponden al contenido de 2 transformadores 7/165 KV y de 4 interruptores. Para el aceite de máquinas se previeron 4 tanques de 10 m^3 cada uno, que corresponden al contenido de aceite de 2 máquinas completas.

Las cañerías que conectan estas instalaciones con la estación a la intemperie y con la sala de máquinas son de acero galvanizado de 50 mm de diámetro.

12) *Instalación de desagote.* — Para el desagote de las turbinas y del pasillo de control y para la evacuación de las filtraciones recogidas en el sistema de drenajes de la usina se han instalado cuatro bombas de motor sumergible suministradas por la firma Ritz und Schweizer. Estas bombas fueron construídas totalmente protegidas contra la corrosión debida a la agresividad de las aguas del Río Negro, utilizándose para este fin bronce sin zinc y acero con revestimiento de cromo duro.

Dos de estas bombas, con una capacidad de 250 l/seg. cada una, se instalan en 2 pozos ubicados en la sala de máquinas del

lado aguas abajo y las otras dos, de 15 l/seg. de capacidad cada una, se instalan, una en uno de los pozos de bombas antes mencionados y otra en el pozo de bajada al pasillo de control del vertedero.

Los dos pozos de bombas están conectados a las espirales y a los tubos de aspiración de las máquinas por medio de cañerías de 400 mm. de diámetro y entre sí por medio de una cañería de 600 mm. de diámetro que está normalmente cerrada mediante una válvula.

13) *Agua de refrigeración.* — El agua de refrigeración para los enfriadores de aire de los generadores y para los enfriadores de aceite de los cojinetes se toma en la espiral de cada máquina. En la toma se coloca una criba que evita la entrada de impurezas y el agua previamente a su llegada a los enfriadores se filtra en una batería de filtros ubicada en locales anexos a la sala de máquinas del lado aguas abajo. Normalmente están en servicio 2 filtros, pudiendo retirarse el tercero para limpieza.

Todas las cañerías son galvanizadas a fuego y han sido calculadas de manera que el desnivel entre aguas arriba y aguas abajo sea suficiente para asegurar la circulación de agua en los enfriadores aún para caudales aguas arriba de 5000 m^3/seg., evitándose así la instalación de bombas.

El agua de refrigeración para los transformadores principales, aire acondicionado, protección contra incendio y generador de emergencia se toma de un pozo situado en el muro aguas arriba frente al sitio de montaje, donde se ubican 4 bombas con motor sumergible suministradas por la firma Ritz und Schweizer protegidas contra la corrosión como las bombas de desagote ya mencionadas. Las características de estas bombas son las siguientes:

refrigeración de los transformadores y aire acondicionado: 2 bombas (una como reserva) de 1250 l/min. y altura de presión 35 m.;

protección contra incendio: 1 bomba de 3200 l/min. y altura de presión 70 m.;

generador de emergencia: 1 bomba de 250 l/min. y altura de presión 40 m.

14) *Instalación de aire comprimido.* — Para alimentar los accionamientos neumáticos de los interruptores de 7 KV y de 400 V de las instalaciones de distribución se instala un grupo compresor para una presión de 5 atmósferas compuesto de un compresor tipo H 160-8FT, de dos tanques de 480 lt. de capacidad cada uno y de un secador. Estos equipos están instalados en el corredor de celdas frente al sitio de montaje. La distribución de aire comprimido desde el grupo compresor hacia los distintos equipos se hace por medio de cañerías de cobre de 28 $\times$ 1,5 mm.

15) *Protección contra incendio.* — Para proteger los transformadores principales de posibles incendios se montó una instalación de Sprinklers que trabaja con agua a una presión de 5 atmósferas y se pone en funcionamiento por medio de tentáculos térmicos.

En el local donde se ubican los tanques de aceite se instala un equipo de extinción de incendio con anhidrido carbónico. La puesta en funcionamiento se realiza por vía eléctrica por medio de tentáculos térmicos dispuestos en el techo.

En distintos lugares de la casa de comando se instalan 7 hidrantes para extinción de incendio que consisten en una manguera con su válvula y una llave que pone en funcionamiento, por vía eléctrica, la bomba que suministra el agua necesaria.

16) *Talleres.* — En un local de la cota 53.15 que abre sobre el patio de maniobra a la intemperie se instala un taller mecánico donde se montan las siguientes máquinas: tornos, cepilladora rápida, taladros, afiladoras, sierras, equipo de soldadura autógena con generador de acetileno, perforadoras, bancos de taller con varias herramientas, forja de hierro, etc.

En la cota 57.00 se instala un taller eléctrico donde se montan bancos de taller, taladros, afiladora, horno de secado, herramientas para instalaciones eléctricas, instrumentos de medida para control de instalaciones, etc.

17) *Iluminación.* — La instalación de iluminación está alimentada con una tensión de 230 voltios que se mantiene constante por medio de un regulador de tensión instalado a este fin.

Existe un circuito de luz de emergencia que se conmuta automáticamente sobre el circuito de corriente contínua de 220 voltios en caso de producirse alguna falla en el sistema de corriente alterna.

18) *Aire acondicionado y ventilación.* — En los locales de la cota 57.00 o sea salas de comando y oficinas existe una instalación de aire acondicionado que mantendrá las siguientes condiciones climáticas:

verano 26,5ºC y 50 % de humedad relativa del aire;

invierno 21ºC y 35 % de humedad relativa del aire.

En los restantes locales del edificio, a saber: sala de máquinas, corredor de barras, cotas 53.15 y 50.00 existe una distribución de aire filtrado que mantiene una sobrepresión de 2 mm. de columna de agua respecto al ambiente exterior impidiendo así la entrada de polvo en los locales antes mencionados.

Todos los equipos para estas instalaciones que son suministrados por las firmas Lufttechnische Gesellschaft y Carrier están ubicados en un local de la cota 46.50.

19) *Ascensor.* — Se instala un ascensor para 6 personas entre los pisos a cota 46.50 y a cota 57.00. El mismo es suministrado por la firma Haushahn.

4.6 Cierres del vertedero.

Las 9 compuertas del vertedero son del tipo radial y su ubicación y forma están indicadas en la fig. 10.

De acuerdo al contrato los cierres del vertedero debían ser suministrados por la firma MAN pero debido a dificultades estos fueron suministrados por la firma Vereinigte Osterreichische Eisen und Stahlwerke (VOEST) de Linz, Austria la que fabricó los equipos según los planos generales de MAN pero con detalles de fabricación propios.

De las 9 compuertas, la primera, ubicada en el vano más próximo a la usina, está subdividida con un clapet que se utilizará para permitir el pasaje de cuerpos flotantes y desaguar pequeños caudales.

Las compuertas tienen las siguientes dimensiones: 14 m. de luz, 11.50 m. de altura total y 11 m. de altura útil. El peso de las partes móviles asciende a 58 ton. para cada una de las compuertas sin clapet y a 78 ton. para la compuerta con clapet. El clapet tiene 3,50 m. de altura total, 3 m. de altura útil y 12 m. de luz, siendo su peso de 17 toneladas.

El forro de las compuertas sin clapet es de chapa reforzado con perfiles verticales T soldados al mismo. Su espesor es variable, de 12 mm. en la parte inferior y 10 mm. en la parte superior. Para su construcción se empleó acero St 44T con una resistencia a la rotura de 4400 Kg/cm^2 y un límite de fluencia de 2400 Kg/cm^2. La estructura principal está constituída por 3 vigas horizontales de alma llena las que se abulonan a brazos oblicuamente dispuestos, formados por perfiles doble T remachados. Tanto las vigas horizontales como los brazos son también de acero St 44T.

El forro de la compuerta con clapet es de chapa, reforzado con perfiles L soldados a éste. Su espesor es variable de 14 mm. en la parte inferior y 12 mm. en la parte superior, empleándose en su construcción acero St 44T. La estructura principal, en forma de celosía, formada por perfiles L y T remachados está abulonada a brazos construídos con perfiles doble T también remachados. El clapet que también está construído con chapa del mismo material (acero tipo St 44T) reforzado con perfiles L, tiene un espesor de 10 mm. y está montado por medio de bisagras en el borde superior del rebaje hecho en el forro de la compuerta. Se colocan chapas laterales de manera que el agua al pasar encima del clapet no caiga sobre los brazos de la compuerta.

Las compuertas fueron dimensionadas de acuerdo con las prescripciones usuales en Alemania, tomándose un 20 % de aumento en todas las fuerzas provenientes de la presión del agua según se exigió en el Pliego de Condiciones. Además para tener en cuenta los efectos de la corrosión se aumentaron en 2 mm. los espesores obtenidos por cálculo de las estructuras en contacto con el agua o difícilmente accesibles y en 1 mm. las demás partes.

Los cojinetes de giro de las compuertas están ubicados del lado aguas abajo a nivel 48.54 m. El buje es de acero Stg 52S con 5200 Kg/cm^2 de resistencia a la rotura y 2500 Kg/cm^2 de límite de fluencia y sus dimensiones son 700/436 mm. de diámetro exterior e interior y 695 mm. de largo. Los casquillos son Deva. Estos cojinetes se colocan en cajas apoyadas que permiten un cierto juego sobre las estructuras construídas por vigas cajón que se anclan a los pilares por medio de cables pretensados. Estas vigas están formadas por chapas soldadas de acero St. 44T.

Las juntas de hermeticidad de las compuertas son de goma con una dureza Shore de 60.

Cada compuerta se iza con 2 cadenas situadas aguas abajo accionadas por guinches colocados en los pilares del vertedero. Los guinches van dentro de casillas con techos de acero desmontables de manera que se colocan y se retiran con la grúa exterior. Los 2 guinches de cada compuerta son accionados con 2 motores unidos por un eje mecánico a fin de asegurar el movimiento uniforme de la compuerta. Los motores son trifásicos de 380 voltios, teniendo los 16 motores de las compuertas sin clapet una potencia de 5 KW cada uno y los 2 motores de la compuerta con clapet una potencia de 9,1 KW cada uno. Los guinches pueden también ser accionados a mano. Las cadenas de accionamiento son articuladas con eslabones formados por chapas de acero St 60 N con una resistencia a la rotura de 7000 Kg/cm^2 y un límite de fluencia de 3900 Kg/cm^2. El movimiento de las compuertas está limitado por interruptores de fin de carrera y la velocidad de elevación de las mismas es del orden de 300 mm/min. El comando de las compuertas se efectúa desde tableros ubicados en las casillas de guinches en los pilares del vertedero, en los cuales existe además indicación de la posición de las compuertas. También existe indicación de la posición de las compuertas en el tablero principal de la sala de comando.

Para efectuar trabajos de reparación y mantenimiento en las compuertas y en el lecho amortiguador se han previsto 2 juegos de tableros auxiliares aguas arriba y un cierre de emergencia del lado aguas abajo.

Cada juego de tableros auxiliares aguas arriba está formado por 6 elementos de 2 m. de altura cada uno. Están construídos como las compuertas con chapas de acero St 44T reforzadas con perfiles soldados. Tienen forma de caja y dos pares de rodillos de apoyo de 660 mm. de diámetro cada uno que permiten su deslizamiento. Las juntas de hermeticidad de estos tableros son también de goma. El peso de cada elemento es de 15 ton 500, y se manejan con la grúa exterior utilizándose una viga de garfios de acero de construcción reticulada provista de dos ganchos de sujeción acoplados entre sí mediante varillas. La viga de garfios corre guiada en los nichos de los tableros con 4 rodillos de cada lado.

El cierre de emergencia aguas abajo proyectado para poner en seco el lecho amortiguador hasta la cota 40.00 m. está formado por 25 tableros de 2,35 m. de luz cada uno y 5,50 m. de altura. Son de chapa de acero St 44T, reforzados con perfiles L soldados y se apoyan en perfiles verticales de acero St 52T (resistencia a la rotura 5200 Kg/cm^2. y límite de fluencia 3000 Kg/cm^2.) los que a su vez se insertan en cajas de acero St 37 reforzadas empotradas en el hormigón de los umbrales finales y laterales del lecho amortiguador. El peso de estos tableros en conjunto, incluyendo los perfiles verticales es de 73 toneladas.

Tanto las compuertas como los tableros auxiliares aguas arriba deslizan apoyándose en rieles metálicos ubicados en nichos dejados en el hormigón. Estos rieles que se colocan después de efectuado el hormigonado se sujetan en su posición correcta con pernos de anclaje empotrados en el hormigón. Las piezas fijas de las compuertas son de acero estructural normal St 37T (resistencia a la rotura 3700 Kg/cm^2 y límite de fluencia 2200 Kg/cm^2) y las piezas fijas de los tableros auxiliares aguas arriba son de acero St 37T y St 52T (resistencia a la rotura 5200 Kg/cm^2. y límite de fluencia 3000 Kg/cm^2). El peso de todas las piezas fijas para las compuertas y los tableros incluyendo las casillas de guinches es de 267 toneladas.

4.7 Grúas.

En la usina se instalan 2 grúas interiores y una grúa exterior que se utilizan durante el armado y montaje de todos los equipos y que luego servirán para trabajos de revisión y reparación de estos mismos equipos.

Las grúas son suministradas por la firma Haushahn; como subcontratistas de ésta la firma Krupp suministra las estructuras y la firma Siemens los motores.

Las dos grúas interiores que están instaladas en la sala de máquinas son del tipo caballete con cabina fija. La estructura es soldada y formada por marcos de alma llena con adecuados refuerzos. Para la construcción de la misma se empleó acero 37.

Las características principales de estas grúas son las siguientes:

carga máxima del gancho principal .... 85 ton.
carga máxima del gancho auxiliar .... 10 ton.
carrera máxima del gancho principal .... 18 m.

carrera máxima del gancho auxiliar .... 24 m.
velocidad de elevación del gancho principal .... 1,2 m/min.
velocidad de elevación del gancho auxiliar .... 2,5 m/min.
velocidad de traslación del carro .... 12 m/min.
velocidad de traslación de la grúa .... 25 m/min.
potencia motor de traslación de la grúa .... 22 kW
potencia motor de traslación del carro .... 7,5 kW
potencia motor del gancho principal .... 34 kW
potencia motor del gancho auxiliar .... 7,5 kW

Las posiciones extremas de las cargas así como los movimientos de traslación del carro y de las grúas están limitadas por interruptores de fin de carrera. Las grúas se desplazan en una vía de 100 m. de largo y 15,90 m. de separación entre rieles los que están situados en el nivel 53.15 del edificio.

La grúa exterior es del tipo pórtico con separación de 18,75 m. entre los montantes y voladizos de 11 m. a cada lado de las patas. Como en las grúas interiores la estructura es soldada de alma llena y en su construcción se empleó acero 37. La cabina es móvil acoplada al carro.

Las características principales de la grúa exterior son las siguientes:

carga máxima de los dos ganchos principales de elevación separados entre sí 5 m..... 2 × 25 ton.
carga máxima gancho auxiliar 8 ton.
carga máxima gancho auxiliar 3 ton.
carrera máxima de los ganchos principales .... 44 m.
carrera máxima del gancho de 8 ton. .... 44,50 m.
carrera máxima del gancho de 3 ton. .... 19 m.
velocidad de elevación de los ganchos principales .... 2 m/min.
velocidad de elevación del gancho de 8 ton. .... 4 m/min.
velocidad de elevación del gancho de 3 ton. .... 6 m/min.
velocidad de traslación del carro .... 12 m/min.
velocidad de traslación de la grúa .... 30 m/min.
potencia motor de traslación de la grúa .... 67 kW
potencia motor de traslación del carro .... 7,2 kW
potencia del motor del gancho principal .... 34 kW
potencia del motor del gancho de 8 ton. .... 8,5 kW
potencia del motor del gancho de 3 ton. .... 6,2 kW

También en esta grúa las posiciones extremas de las cargas y de los movimientos de traslación están limitadas por interruptores de fin de carrera. La grúa se desplaza en una vía de 319 m. de largo y separación entre rieles 18,75 m. los cuales están ubicados a cota 61.80. Los rieles son tipo ferrocarril apoyados sobre vigas metálicas I P 20 empotradas en la estructura del techo.

Para el cálculo de las grúas interiores y exteriores se empleó la norma DIN 120 verificándose los cálculos para las cargas de viento de 120 Kg/m² para presión dinámica, grúa fuera de servicio y de 40 Kg/m² para presión dinámica, grúa en servicio indicadas en el Pliego de Condiciones.

CAPITULO V

ALOJAMIENTO PARA EL PERSONAL Y SERVICIOS AUXILIARES

5.1 Generalidades.

El emplazamiento de la obra está en plena campaña. Dista 42 km. por carretera del pueblo Carlos Reyles que dispone de una estación de ferrocarril denominada "Molles". Las ciudades más próximas son: Durazno distante 83 km. por carretera y Paso de los Toros distante 25 km. también por carretera. Debido a esa situación alejada de las poblaciones existentes ha sido necesario construir en baygorria una población completa con sus servicios esenciales de agua potable, saneamiento y energía eléctrica para alojar al personal necesario en la obra y construir una carretera para comunicar la obra con la Estación Molles y la Ruta Nacional Nº 5.

Para facilitar la construcción de la obra la UTE se preocupó por que la carretera a la estación "Molles" y parte de las viviendas y sus servicios, estuvieran construídas antes de la llegada del personal de la empresa constructora, de manera que ésta pudiese disponer desde el comienzo de sus actividades de alojamientos para una cantidad relativamente importante de obreros y personal de dirección.

A tal fin la UTE licitó, y contrató con la empresa Turcatti, Serralta y Ferreira, la construcción de 3 viviendas colectivas, que permitían alojar unos 320 obreros y 40 viviendas familiares. Además se construyó: el camino de acceso a esas viviendas, las obras de alcantarillado correspondientes a las mismas, la planta de tratamiento de agua a extraerse del Río Negro y la red de distribución de agua potable en las viviendas construídas. Estas obras de saneamiento fueron contratadas con la firma ESTE S.A. Además la UTE construyó directamente la red de distribución de energía eléctrica (domiciliaria y alumbrado en la calle) e instaló provisoriamente un grupo generador. Estas obras fueron ejecutadas entre fines de mayo de 1955 y octubre de 1956, en que fueron entregadas al Consorcio Contratista, de acuerdo con lo establecido en el pliego de condiciones.

Quedó a cargo del contratista de la obra la construcción del resto de las viviendas colectivas y familiares necesarias, las oficinas, comedor, almacenes, etc., así como la ampliación de las redes de saneamiento, de distribución de agua potable, de energía eléctrica y vial, ajustándose estas instalaciones al plan general de urbanización proyectado por UTE.

En el plano de la fig. 14 se muestra la ubicación de las viviendas y demás instalaciones de la obra.

5.2 Carreteras de acceso a la obra.

El estudio del trazado de esa carretera fue hecho por la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas. La carretera arranca del km. 229,0 de la Ruta 5 y en líneas generales siguió la cuchilla Central de Durazno y la cuchilla de Quinteros; hay un ramal de acceso al Pueblo Carlos Reyles y a la Estación Molles. El trazado fue aprobado por el Consejo Nacional de Gobierno el 8 de octubre de 1953.

Según la ley orgánica del Ministerio de Obras Públicas esa carretera, debía ser construída por la Dirección de Vialidad de dicho Ministerio, no obstante ser de cargo de la UTE las erogaciones de la obra. A tal fin con fecha 19 de febrero de 1954 se celebró un convenio "ad referendum" entre la UTE y la Dirección de Vialidad según el cual esta Dirección tomó a su cargo la preparación de los planos y especificaciones, la contratación y la dirección de los trabajos de la carretera, tomando la UTE a su cargo los pagos de los certificados de obras y demás gastos. Ese convenio fue aprobado por el Consejo Nacional de Gobierno el 16 de mayo de 1954.

Las obras se licitaron inmediatamente, adjudicándose a la empresa Teodoro Colaroff el tramo comprendido entre 229 km 025 y 249 km 125 y el pasaje superior sobre la vía férrea, y a la empresa Tomás Guarino el tramo comprendido entre 249 km 125 y 272 km. 000.

La carretera fue construída con un perfil transversal con 7 m. de firme y banquinas de 2.50 m., un radio de curvatura mínimo de 250 m. y pendientes máximas de 5,11% (se da sólo una vez y en un corto trecho). La subrasante se construyó con los materiales disponibles en la vecindad de la obra, compactándolos según las especificaciones del pliego de condiciones. Para el firme se utilizó tosca basáltica compactada. El firme fue revestido con una carpeta asfáltica de 3 cm. de espesor. Las obras de construcción de la carretera se iniciaron (parcialmente) en setiembre de 1954 y la carretera quedó habilitada para el uso a principios de 1956.

La tosca basáltica empleada no resultó muy adecuada y se produjeron desperfectos que demoraron la recepción final. Esta fue hecha recién en diciembre de 1957 por resolución del Consejo Nacional de Gobierno de fecha 26 de junio de 1958. Por esa misma resolución se dispuso que ese tramo de carretera y el puente previsto sobre la presa integraran el tramo inicial de la Ruta Nacional Nº 4.

5.3 Viviendas.

El problema del alojamiento del personal durante la construcción de la obra y posteriormente, fue especialmente considerado, llegándose a la decisión de construir un grupo de viviendas de carácter provisional para el alojamiento del personal durante la construcción, las que serían demolidas a la terminación de la obra y construir luego, y aparte, otras viviendas de carácter permanente para el personal que atenderá el ejercicio de la central.

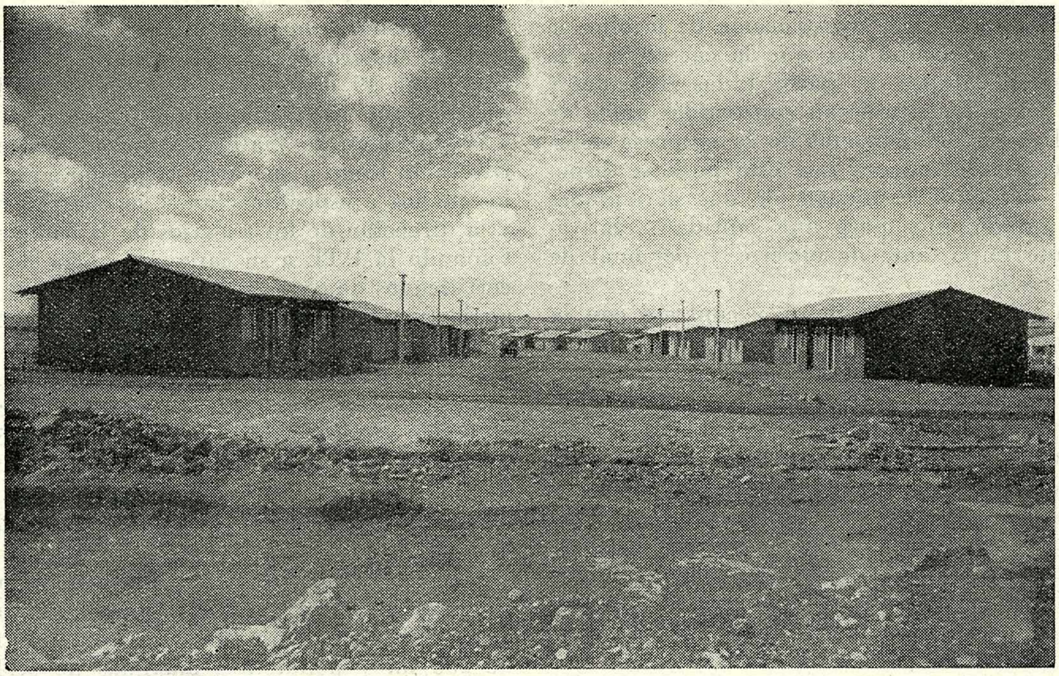


Figura Nº 15. - Viviendas provisionales. Casas familiares.

Las viviendas provisionales que ocuparía el personal del contratista se agruparon, hacia aguas abajo, en dos conjuntos: por un lado las casas en que residirían familias y aparte las instalaciones para personal obrero sin familia. Las viviendas definitivas que ocupará el personal de UTE se construyeron en la meseta que domina la obra, y del lado aguas arriba.

1) *Viviendas provisionales.* — Para alojar al personal se construyeron casas familiares y viviendas colectivas.

De los estudios hechos por las oficinas técnicas de la UTE resultaron finalmente los dos tipos que se describen a continuación.

Casas familiares.

Se construyeron en bloques de 7.45 m. × 15.70 m. que comprenden dos viviendas. Cada una tiene 50m². libres en el interior, divididos en: dos dormitorios, una pieza de estar, baño y cocina y dos aleros de 5,40 × 1,30 m. c/u. detrás de la cocina. A cada vivienda se le asignó un terreno de 300 a 350 m². libres para uso de los ocupantes de la casa. Las casas están retiradas 5 m. del frente del terreno.

De acuerdo con el carácter provisional de las viviendas y además para facilitar el transporte y la construcción, las casas que contrató la UTE inicialmente se construyeron con las paredes formadas por paneles con chapas planas de fibrocemento (al exterior) y chapas de fibra prensada (al interior) armadas sobre bastidores de madera, de 10 centímetros de espesor, los que se abulonaron a pies derechos de madera de 10 × 10 cm. o 10 × 15 cm., empotrados en una carrera de hormigón. El tabique entre los dormitorios se hizo con chapa de fibra en ambos lados y de sólo 5 cm. de espesor. El techo plano, con caída hacia el fondo, se construyó con chapas acanaladas de fibrocemento de 8 mm. de espesor, sobre tirantería de madera, debajo de la cual se colocó un cieloraso de chapas de fibra prensada. La pared entre el baño y la cocina, de 0.15 m. de espesor y la pared medianera entre las dos viviendas del bloque (de 0.30 m. de espesor), se construyeron de albañilería que fue revocada y el piso, de mortero de portland. De este tipo se construyeron 40 viviendas (20 bloques).

El Consorcio prefirió contratar con empresas nacionales la construcción de las viviendas que necesitaba y adjudicó a la empresa Turcatti, Serralta y Ferreira las obras. En las nuevas viviendas se respetó la distribución de las casas ya hechas pero se introdujeron modificaciones que mejoraron la cali-

VIVIENDAS E INSTALACIONES PARA LA OBRA EN BAYGORRIA

PLANO (6232)

1.-Tanque de agua potable
2.-Planta tratamiento de agua
3.-Estación de transformadores para la anterior
4.-Tanque de agua industrial
5.-Casa del superintendente
6.-Casa para visitantes
7.-Sala de auxilios
8.-Casas familiares construídas por UTE (Fibrocemento)
9.-Casas familiares construídas por el Consorcio
10.-Casa para solteros
11.-Casino y proveduría
12.-Viviendas colectivas
13.-Fogones
14.-Comedor obreros y capataces
15.-Depósito para el comedor
16.-Oficinas Consorcio
17.-Garage
18.-Laboratorio
19.-Depósitos de Almacenes
20.-Almacenes
21.-Depósito de nafta
22.-Surtidor de nafta
23.-Surtidor de gas-oil
24.-Surtidor de gas-oil
25.-Taller mecánico provisorio
26.-Taller mecánico definitivo
27.-Galpón
28.-Carpintería
29.-Usina provisoria
30.-Usina
31.-Transformador T2
32.-Transformador T2
33.-Transformador T3
34.-Playa de lavado de autos
35.-Silos para agregados
36.-Quebrantadora primaria
37.-Galpón de cemento
38.-Torre de hormigón
39.-Depósito de hierro
40.-Depósito intermedio de material a triturar
41.-Cantera
42.-Escala Hidrométrica
43.-Toma para agua industrial
44.-Toma para agua potable
45.-Espigón
46.-Pasarela
47.-Polvorín
48.-Destacamento policial
49.-Cámara séptica para 300 personas
50.-Cámara séptica para 200 personas
51.-Cancha de foot-ball
52.-Mojón A
53.-Mojón B
54.-Punto geodésico
55.-Espigón provisorio
56.-Estación de transformadores al aire libre (provisorios)
57.-Centro Comercial
58.-Depósito de SSW
59.-Escuela

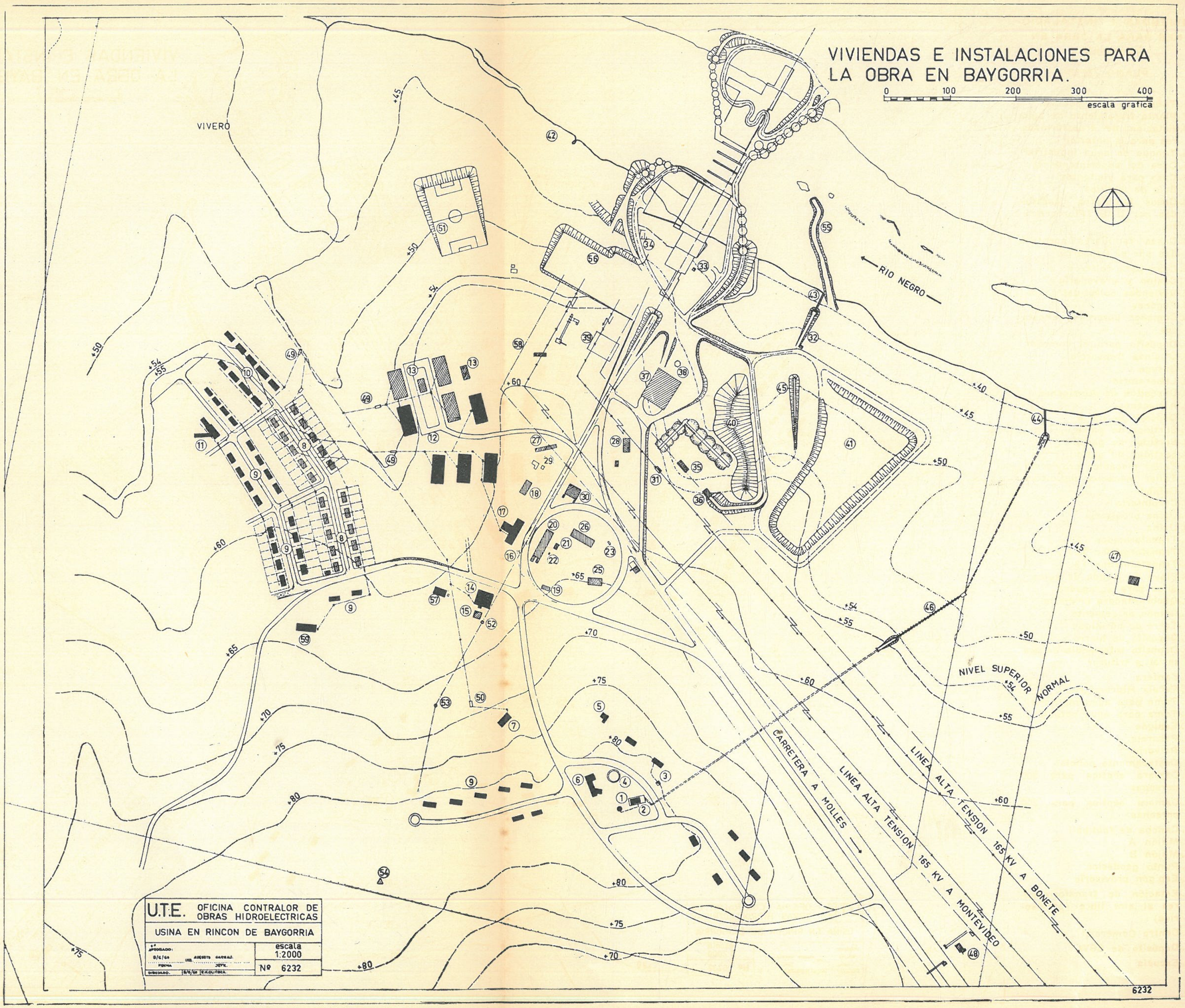


Figura Nº 14

dad de la construcción. Al disponerse entonces de arena y pedregullo en abundancia se encontró más económico construir todas las paredes exteriores con bloques huecos de hormigón de 20 cm. de espesor, revocadas interiormente con revoque grueso y balai coloreado; los tabiques del baño y la cocina, de 14 cm. de espesor, se hicieron de ladrillos así como la pared medianera; estos muros se revocaron con mortero grueso y fino; los tabiques entre los dormitorios y la pieza de estar se hicieron, como antes, con chapas de fibra prensada sobre bastidores de madera. El piso se hizo con mortero de cemento coloreado agregándole sustancias minerales a la pasta. Para los techos se adoptó el techo a dos aguas, hecho con chapas acanaladas de fibrocemento sobre cerchas de tablas clavadas, bajo las cuales se colocó un cieloraso de chapas de fibra. También se mejoraron las puertas y ventanas. De este tipo de construcción se hicieron 64 viviendas.

Con estas modificaciones las viviendas de la población provisional mejoraron sensiblemente en su aislación térmica, y, al haberse independizado los techos de los tabiques interiores, permitió modificar ligeramente las dimensiones de los locales interiores, para adaptarlos mejor a las necesidades de los ocupantes.

Los ocupantes de las casas familiares pagan a la UTE un derecho de ocupación en función de sus sueldos y también deben pagar el agua potable y la electricidad que consumen. A su vez la UTE paga al contratista por la conservación de las viviendas y servicios de recolección de basuras, alumbrado, etc..

Viviendas colectivas. — Para alojar al personal sin familia se construyeron viviendas colectivas.

En los dormitorios para obreros se adoptó un tipo de construcción rectangular de 20 × 42 m. aproximadamente, dividida en 14 cuartos de 7.50 × 4.90 m., para alojar hasta 8 hombres por cuarto. El edificio está dividido transversalmente en el medio por un corredor de 3 m. de ancho al cual dan los servicios higiénicos (duchas, lavabos, retretes). A lo largo de los frentes hay aleros corridos de 2 m. de ancho sobre los cuales dan las puertas y ventanas de las habitaciones. Al fondo de cada cuarto se dispuso una fila de 8 placards de manera que cada ocupante tuviera un armario personal.

En los 3 dormitorios de este tipo que se construyeron inicialmente las paredes exteriores están formadas por chapas planas de fibrocemento (al exterior) y chapas de fibra prensada (al interior) armadas sobre bastidores de madera de 10 cm. de espesor, las que se abulonaron a pies derechos de madera, de 10 × 10 cm. o 10 × 15 cm., empotrados en una carrera de hormigón. Este tipo de construcción dió un módulo de 1,22 al que se ajustaron las dimensiones de los locales. Los tabiques entre las piezas se hicieron de 5 cm. de espesor, y con ambas caras de chapas de fibra prensada. Los tabiques de los servicios higiénicos se hicieron de mampostería, revocados, los pisos de mortero de portland, y el techo, a dos aguas, con cubierta de chapas acanaladas de fibrocemento y cieloraso de fibra.

Las viviendas de este tipo construídas por el Consorcio fueron hechas, como las casas familiares, con las paredes exteriores de bloques huecos de hormigón revocados y trabadas por una carrera de hormigón de 15 × 25 cm.; la pared longitudinal central y las de los servicios higiénicos se hicieron de ladrillos, revocadas, y los tabiques entre las piezas de fibra prensada. De este tipo de construcción se hicieron 5 dormitorios.

Los obreros reciben la cama con su ropa y la misma se lava semanalmente. Los obreros no pagan nada por su alojamiento en estos locales. Por su parte la UTE paga al contratista por la conservación y limpieza de los edificios, y por el suministro y limpieza de la ropa de cama.

Para alojar al personal técnico y administrativo soltero, el Consorcio construyó casas colectivas formadas cada una por 4 dormitorios, (de 2.50 × 3.60 m. cuando eran piezas para un solo ocupante, o de 3.70 × 3.60 m. cuando eran piezas para dos ocupantes) una sala de estar y servicios higiénicos. Las casas de este tipo se agruparon en bloques de a 2 casas por bloque. La construcción se hizo igual que para las casas familiares. Se hicieron 8 casas con piezas individuales y 10 casas con piezas para dos personas.

2) *Comedor para obreros y capataces.* — Para servir comidas a los obreros que lo desean, próximo a los dormitorios se construyó un comedor con capacidad para 220

personas en una sala de 20.40 × 11,70 m., destinada a los obreros; para 32 personas en una sala de 3.50 × 10 m. destinada a capataces, y para unas 60 personas en una sala de 8.30 × 10 m. destinada a los sobrestantes y personal administrativo. El edificio ocupa en conjunto unos 640 m^2., y aloja también la cocina, despensas, cámaras frigoríficas, panadería, instalaciones para lavar platos, servicios higiénicos, etc.. La construcción fue hecha en forma similar a las demás, con paredes de bloques de hormigón, pisos de mortero de cemento y techo, a dos aguas, de chapas onduladas de fibrocemento y cieloraso.

Las instalaciones de la cocina y para preparar los alimentos son amplias y se han servido hasta 300 comidas simultáneamente y 1000 por turno.

Los precios de las comidas en el comedor obrero no pueden exceder del costo de los alimentos y materiales empleados en su preparación más que en un 5%. Los otros gastos del comedor corren por cuenta de la UTE; de esta manera ha sido posible que los obreros recibieran desayuno, almuerzo y cena por $ 2.50 diarios hasta fines de 1959 y $ 5.00 diarios a partir de esa fecha.

3) *Fogones.* — Los obreros no están obligados a usar el comedor y si desean cocinar pueden hacerlo sin cargo alguno en dos fogones techados, que disponen de bancos y mesas, que se construyeron entre los edificios de los dormitorios. Las únicas restricciones son la prohibición de cocinar en las habitaciones y que los residuos se depositen en lugares distintos a los destinados para tal fin.

4) *Almacén.* — Al lado del edificio del comedor para obreros se construyó un edificio destinado a almacén de ramas generales en donde se vende al personal alimentos, ropa, etc.. La construcción tiene 166 m^2 edificados y 67 m^2 de aleros y fué construído en forma similar a los dormitorios.

5) *Casino.* — En un extremo de la población familiar se construyó un local para comedor del personal superior del contratista y de la UTE, o visitantes de paso. También se usa como lugar de reuniones y juegos. Este local tiene 212 m^2 edificados y fue construído en forma similar a las casas familiares.

6) *Sala de auxilios.* — El Contratista estaba obligado por el pliego de condiciones a construir y atender una sala de primeros auxilios para los accidentados. Finalmente la UTE decidió que esas instalaciones fueran más amplias e hizo construir, separada de las demás instalaciones, un edificio para sala de auxilios y policlínica.

El edificio mide 21.60 × 10.60 m. y comprende 2 salas para enfermos, sala de operaciones, sala de curaciones, pieza para consultorio, ropería y un pequeño apartamento completo en que está permanentemente un enfermero de guardia.

La construcción fue hecha con carácter definitivo, con paredes de bloques o albañilería de ladrillo, pisos de baldosas, revestimiento de azulejos en donde corresponde y techo con planchada de hormigón.

Para atender a los enfermos o accidentados hay en la obra, un médico y dos enfermeros.

Se cuenta en obra con dos ambulancias para trasladar los accidentados a la sala de auxilios o llevar a los hospitales de las ciudades vecinas aquellos enfermos que requieran tratamientos que no puedan darse en la obra.

7) *Viviendas permanentes.* — Como ya se ha dicho inicialmente se pensó que todas las viviendas construídas por el contratista serían demolidas a la terminación de la obra. Teniendo en cuenta que la construcción de esas viviendas ha sido hecha con las características de una casa económica permanente, finalmente se ha resuelto conservar las casas familiares hechas con mampostería de bloques y algunos de los dormitorios colectivos.

Con esta idea, las últimas 14 casas familiares hechas por el Consorcio ya se construyeron en la parte del predio que se había destinado para la población definitiva.

Además en el año 1957 la UTE proyectó y contrató la construcción de 7 casas familiares destinadas a sus ingenieros y personal superior y una casa para visitantes. Estas viviendas se ubicaron en la cuchilla que domina la obra, y disfrutan de una hermosa vista hacia el embalse.

Estas casas son amplias y construídas con paredes dobles de ladrillos, pisos de mosaicos o parquet, techo de planchada de hormigón, y demás detalles constructivos de buena terminación.

A cada casa se le ha asignado un amplio terreno.

8) *Local policial.* — Para garantizar la vigilancia y el mantenimiento del orden la UTE hizo construir en el año 1956 un local para la policía.

El local se colocó al costado de la carretera a la entrada de la obra. Consta de una sala, dos celdas para detenidos y habitaciones para alojamiento del personal policial.

Se le asignó un amplio terreno para que puedan pastorear caballos.

5.4 Instalaciones para agua potable.

La UTE proyectó la instalación de agua potable y la hizo construir en los años 1955-1956, con la empresa ESTE S.A. como contratista.

El agua se toma del Río Negro, aguas arriba de la obra y se eleva a la planta de tratamiento situada al nivel + 81,6 en la cuchilla que domina la obra. La planta fue dimensionada para tratar de 20 a 30 m^3. por hora y el agua purificada se eleva a un tanque-torre de hormigón, con cuba de 200 m^3. de capacidad, con el fondo al nivel de 96.30 de donde sale la red de distribución.

Durante la construcción, las dos bombas de toma se instalaron en una casilla corrediza (entre niveles + 37.0 y + 47.0) a unos 500 m. aguas arriba de la presa de manera que fuera posible acompañar la variación de niveles del río. En esa instalación las bombas debían elevar el agua unos 46 m. en una longitud de 900 m.. Una vez hecho el embalse las bombas se trasladaron a una casilla de bombas a nivel + 56.0 en el extremo de una pasarela que penetra en el embalse, de manera de asegurar la toma en aguas relativamente profundas con cualquier nivel del embalse; en esa situación final las bombas trabajan con alturas de succión de hasta 4 m. e impulsan el agua a 25 m. de altura en 580 m. de longitud.

Las bombas de toma son Guinard, tipo GMC/3 con varias impeledoras, directamente acopladas a un motor eléctrico de 12,5 HP, 380/220 V, 2900 r.p.m.; la capacidad de cada bomba es de 25 a 40 m^3/h.

El procedimiento de depuración consiste en coagulación y floculación por sulfato de aluminio que se incorpora al agua en una cuba mezcladora a la entrada de los tanques de decantación; éstos son dos tanques de 14,0 × 3,5 m. de dimensiones en planta situados debajo de la sala de filtros; el agua se neutraliza por medio de carbonato de sodio y se filtra a través de 3 filtros rápidos, a presión, de 2 m^2 de superficie filtrante cada uno. A la salida de los filtros el agua se esteriliza agregando hipoclorito de sodio y se eleva al tanque de distribución. El agua se toma de los decantadores y se impulsa al tanque, a través de los filtros, por medio de 2 bombas Guinard tipo GC 2, acopladas a motor eléctrico de 5,5 HP, 380/220 V, 2900 r.p.m.; con capacidad de 20 m^3/hora cada una.

Los equipos de la planta purificadora han sido suministrados por la firma Digremont de Francia.

La energía eléctrica para estas instalaciones se distribuye por una línea de alta tensión y transformadores de 15.000/230 V instalados por la UTE.

5.5 Instalaciones de saneamiento.

Las aguas servidas de las viviendas se recogen mediante una red de colectores que llevan las aguas a varias cámaras sépticas con capacidad para 200 ó 300 personas c/u.. El trazado de la red de colectores y la ubicación de las cámaras sépticas se hizo teniendo en cuenta la topografía del lugar, la naturaleza rocosa del suelo y la circunstancia que las viviendas se harían y se ocuparían, por etapas sucesivas. Los efluentes de las distintas cámaras sépticas se recogen en un colector que vierte las aguas en el Río Negro, a unos 600 m. aguas abajo de la presa.

Los caños usados son de hormigón con diámetros variables de 150 a 200 mm.

5.6 Teléfonos.

De acuerdo con el pliego de condiciones el contratista construyó una red de teléfonos automáticos en la obra que asegura las comunicaciones con los sitios principales de la obra, los talleres, oficinas y viviendas del personal superior del contratista y de la UTE. La instalación cuenta con 50 números.

Anteriormente a la iniciación de la obra la UTE construyó una línea telefónica que une Baygorria con la central telefónica "Palma", en el Dpto. de Río Negro, distante unos 19 km. de la obra.

Para facilitar las comunicaciones con el exterior, en el año 1956 se instaló un equipo

carrier de una banda lateral única, tipo duplex, frecuencia 500 c/s, atenuación 4 decibeles, con repetidor de alta frecuencia instalado en Durazno para amplificar en las dos direcciones. Este equipo carrier está instalado sobre el circuito telefónico correspondiente a la ciudad de Tacuarembó, desviándose en Paso de los Toros hacia Baygorria sobre la línea telefónica a la central telefónica "Palma".

5.7 Redes eléctricas.

Para suministrar energía eléctrica a la población se construyeron redes de distribución de 15 kV con subestaciones de 15/0,22 kV y las correspondientes redes de 220 V.

De estas redes la UTE construyó inicialmente, en 1956, las redes de distribución para parte de las viviendas provisorias y para la planta de tratamiento de agua, instalando un generador provisorio de 200 kVA, 220 V.

Posteriormente el Consorcio Baygorria amplió y completó estas instalaciones, las cuales pasaron a ser alimentadas por la usina provisoria, desmontándose el generador de 200 kVA antes mencionado.

En noviembre de 1958 se ejecutaron las instalaciones para alimentar las casas de la población definitiva, cuyos trabajos fueron realizados por la UTE.

5.8 Calles.

Las calles de la población se trazaron con un ancho de 17 m. La calzada de 7 m. de ancho ocupa la parte central, y se dejaron aceras en las que se colocaron los postes de las líneas eléctricas y de teléfonos y se han plantado árboles.

La pavimentación se hizo con la tosca obtenible en ese lugar. Para los drenajes se dejaron cunetas abiertas. Para entrar a las viviendas se colocaron tableros de madera, o de hormigón, para salvar las cunetas.

CAPITULO VI

INSTALACIONES PARA LA CONSTRUCCION

6.1 Plan de trabajos.

En las bases de licitación se estableció que la primera unidad turbina-generador con las obras e instalaciones necesarias para su funcionamiento industrial a plena carga conectada al sistema de trasmisión, debería quedar pronta dentro de los 1370 días-calendario a partir de la notificación de adjudicación de la obra y que la totalidad de la obra debería quedar terminada, en condiciones de recepción provisoria, dentro de los 1610 días-calendario contados a partir de la misma fecha. Esos trabajos incluían 60 días de paralización de la obra por crecientes que sobrepasaran el nivel + 43.80 medido aguas abajo de las ataguías (Ese nivel corresponde a una crecida de unos 3000 m^3/s).

En la oferta adjudicada los plazos se redujeron a 1260 días-calendario para la entrega del primer grupo generador y a 1440 días-calendario para el fin de la obra, pero excluyendo toda crecida que sobrepasara el nivel + 43.80 *medido aguas abajo de la obra.*

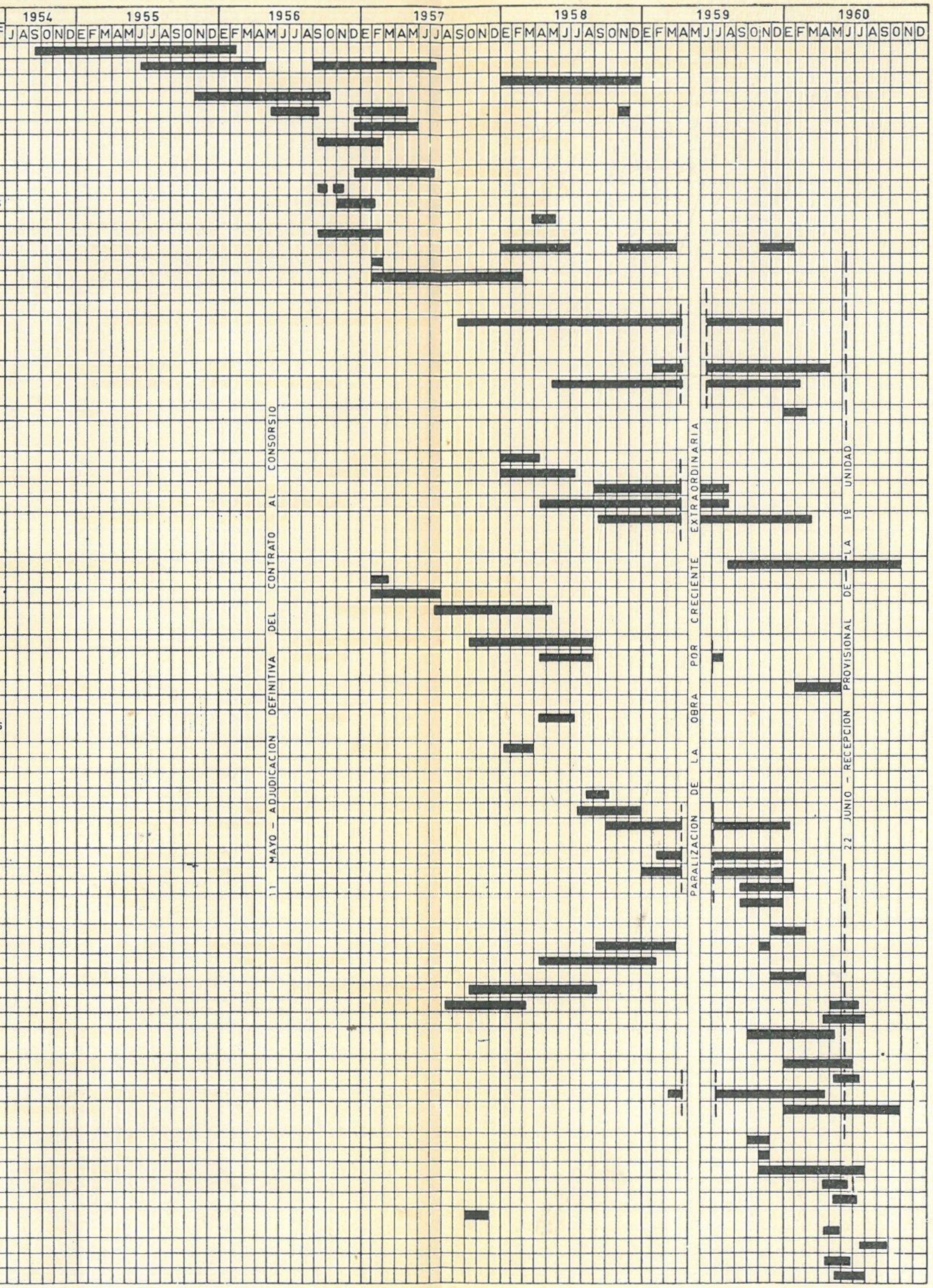
En base a los volúmenes de obra indicados en el formulario de precios y a los plazos indicados, se preparó el plan de trabajos presentado con la oferta y se eligieron los equipos de construcción que se estimaron suficientes para dar cumplimiento al programa.

Durante la ejecución de la obra se debió modificar parcialmente el programa de desarrollo de los trabajos para adaptarlo a las situaciones que se fueron presentando. El plazo debió ser prorrogado por las causas siguientes: a) aumento de obra por haberse resuelto fundar los umbrales del vertedero y la usina a mayores profundidades que las originariamente previstas (estos aumentos totalizaron unos 27.000 m^3 de excavación en roca y 22.750 m^3 de hormigón); b) crecidas que sobrepasaron el nivel + 43.80 más el tiempo para volver a poner la obra en condiciones de trabajo; c) conflictos obreros, que paralizaron la obra unos 15 días.

Es así que a principios del año 1959 el Directorio de la UTE concedió una prórroga hasta el 4 de junio de 1960 que cubrió todas las prórrogas parciales por las causas antes enumeradas. Posteriormente ocurrió la crecida catastrófica iniciada en el mes de abril

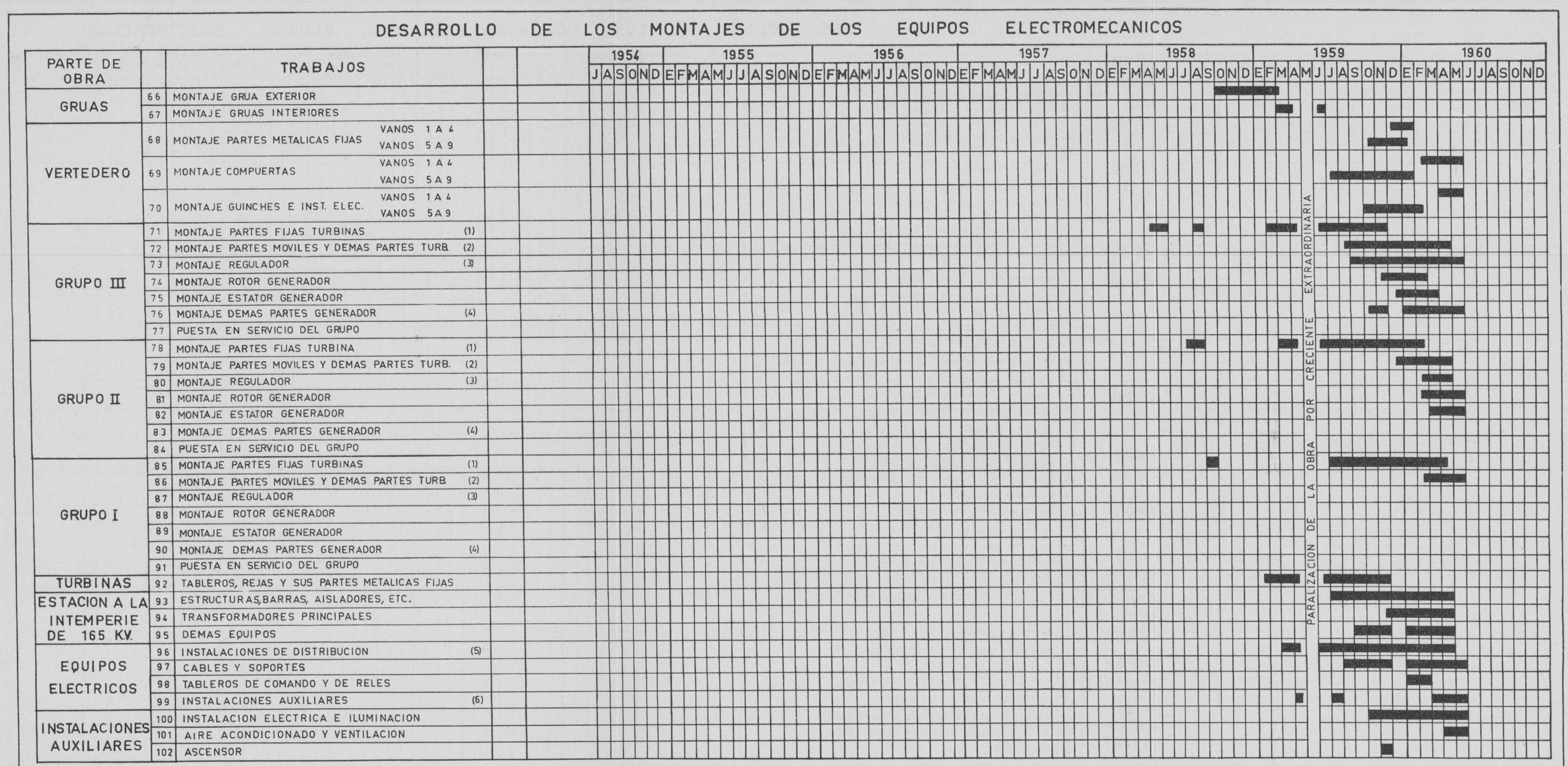
DESARROLLO DE LOS TRABAJOS DE INGENIERIA CIVIL

PARTE DE OBRA		TRABAJOS	UNIDAD	METRAJE
INSTALACION DEL CAMPAMENTO	1	CARRETERA DE ACCESO MOLLES - BAYGORRIA (1)	Km.	42
	2	VIVIENDAS, PROVISORIAS, COMEDOR, OFICINAS	—	——
	3	VIVIENDAS PERMANENTES DE U.T.E.	—	——
	4	INSTALACIONES AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO	—	——
INSTALACION DEL OBRADOR	5	CAMINOS EN OBRA, REDES ELECTRICAS ETC.		
	6	USINA DIESEL PARA LA OBRA	—	——
	7	TALLERES E INSTALACIONES DEL OBRADOR Y MONTAJE DE EQUIPOS DE CONSTRUCCION	—	——
	8	PLANTA DE TRITURACION Y TORRE PARA HORMIGON	—	——
ATAGUIA ZANJA I	9	DIQUE DE TIERRA ENTRE ORILLA IZQUIERDA Y CELDAS	M^3	23.000
	10	CONSTRUCCION DE LA ATAGUIA CELULAR	—	27 CELDAS
	11	ATAGUIAS AUXILIARES EN PILAR DE SEPARACION	—	——
CANTERA	12	DESCUBIERTA DE CANTERA	M^3	57.400
	13	EXCAVACION DE ROCA EN CANTERA	"	84.300
USINA	14	EXCAVACION COMUN EN FUNDACIONES	"	5.200
	15	EXCAVACION DE ROCA EN FUNDACIONES	"	47.200
	16	EXCAVACION DE ROCA EN CANAL DE FUGA	"	50.200
	17	EXCAVACION DE ROCA EN CANAL DE ENTRADA	"	5000
	18	HORMIGONADO DE INFRAESTRUCTURA DE LA USINA (COTA 56.0 AGUAS ARRIBA Y 53.0 AGUAS ABAJO) Y PILAR DE SEPARACION	M^3	75.290
	19	HORMIGONADO SUPERESTRUCTURA USINA Y TECHO	"	3.200
	20	HORMIGONADO SOLERA DEL CANAL DE SALIDA Y MURO DE CONTENCION SOBRE ORILLA IZQUIERDA	"	6.070
	21	HORMIGONADO SOLERA DELANTE ENTRADAS	"	1.370
SITIO DE MONTAJE, CASA DE COMANDO Y ANEXOS	22	EXCAVACIONES EN SITIO DE MONTAJE CASA DE COMANDO Y LOCALES ANEXOS		
		COMUN	M^3	5.300
		ROCA	"	8.000
	23	HORMIGONADO SITIO DE MONTAJE	"	9.550
	24	HORMIGONADO CASA COMANDO Y LOCALES ANEXOS	"	10.710
	25	TERMINACION EXTERIOR EN USINA SITIO DE MONTAJE CASA DE COMANDO Y LOCALES ANEXOS, IMPERMEABILIZACIONES ETC.	—	——
	26	TERMINACION INTERIOR EN LOS MISMOS EDIFICIOS	—	——
VERTEDERO EN ZANJA I	27	EXCAVACION COMUN	M^3	200
	28	EXCAVACION EN ROCA	"	25.400
	29	HORMIGONADO DEL LECHO AMORTIGUADOR Y UMBRALES HASTA NIVEL 34.50	"	27.400
	30	CONSTRUCCION DE LOS PILARES 1 A 4	"	9.360
	31	TRAMOS 1 A 4 DEL PUENTE SOBRE EL VERTEDERO Y VIGA PORTA GRUA	"	440
	32	UMBRALES 1 A 4 PARTE FINAL	"	3.520
ATAGUIA EN ZANJA II	33	ATAGUIAS AUXILIARES EN PILAR 4	—	——
	34	DEMOLICION DE 11 CELDAS DE LA ATAGUIA I Y CONSTRUCCION DE 16 CELDAS EN ZANJA II		16 CELDAS
	35	TERRAPLENES DE UNION CON LA ORILLA DERECHA	M^3	12.000
	36	CONSTRUCCION DEL PUENTE AUXILIAR	M.L.	76
	37	DEMOLICION DE LAS ATAGUIAS I Y II	—	——
VERTEDERO Y DEMAS OBRAS EN ZANJA II	38	EXCAVACION COMUN	M^3	2500
	39	EXCAVACION EN ROCA	"	46.500
	40	HORMIGONADO DEL LECHO AMORTIGUADOR Y UMBRALES 5 A 9	"	33.130
	41	PILARES 5 A 8 DEL VERTEDERO	"	7.040
	42	MURO DE ESCLUSA	"	34.320
	43	DIQUE DE GRAVEDAD EN MARGEN DERECHA	"	7.800
	44	TRAMOS 5 A 9 DEL PUENTE SOBRE EL VERTEDERO Y VIGA PORTA GRUA	"	460
	45	VIADUCTO SOBRE DIQUE DE GRAVEDAD	"	700
PERFORACIONES E INYECCIONES CONSOLID. TERR.	46	EN USINA		
	47	EN TRAMOS 1 A 4 DEL VERTEDERO		
	48	EN TRAMOS 5 A 9		
DIQUES LATERALES	49	NUCLEO DE HORMIGON EN MARGEN IZQUIERDA	M^3	1.225
	50	TERRAPLENES EN MARGEN IZQUIERDA	"	33.000
	51	REVESTIMIENTO TALUDES MARGEN IZQUIERDA	"	460
	52	NUCLEO DE HORMIGON Y ESTRIBO EN MARGEN DERECHA	"	2.010
	53	TERRAPLENES EN MARGEN DERECHA	"	11.000
	54	REVESTIMIENTO TALUDES MARGEN DERECHA		——
ESTACION A LA INTEMPERIE DE 165 KV.	55	FUNDACIONES Y CANALES EN ESTACION DE 165 kV	"	2.300
	56	OBRAS ADICIONALES DE DEFENSA DE LA ESTACION DE 165 kV (VOLUMEN HORMIGON)	"	1.350
DIQUE I	57	MOVIMIENTO DE TIERRA	"	5.000
	58	REVESTIMIENTO DE TALUDES	M^2	750
DIQUE II	59	EXCAVACION CANAL Y TERRAPLEN	M^3	79.000
	60	NUCLEO IMPERMEABLE EN TIERRA	"	5.400
	61	REVESTIMIENTO DE TALUDES	"	750
VARIOS	62	ESPIGON AGUAS ARRIBA - TERRAPLEN REVESTIMIENTO DE TALUDES	"	380
	63	CARRETERA	—	——
	64	LLENADO DEL EMBALSE		
	65	DEMOLICION DE LAS INSTALACIONES DEL OBRADOR		



(1) *OBRA PROYECTADA, CONTRATADA Y DIRIGIDA POR LA DIRECCION DE VIALIDAD DEL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS*

Figura Nº 16



(1) REVESTIMIENTO TUBO ASPIRACION, ANILLO GARGANTA, ANILLO FIJO DEL DISTRIBUIDOR, PALETAS FIJAS DEL DISTRIBUIDOR, TAPA TURBINA.— (2) PALETAS MOVILES DISTRIBUIDOR, RODETE, COJINETES, EJES.— (3) SERVOMOTORES, TRASMISION, CABEZAL, PUPITRE, INSTALACION DE ACEITE.— (4) REFRIGERADORES, EXCITACION, INSTALACION DE CO_2.— (5) BARRAS 7KV., CELDAS, INSTALACION 400V. Y DE CORRIENTE CONTINUA.— (6) EQUIPO EMERGENCIA, EQUIPOS ALTA FRECUENCIA, PUESTA A TIERRA, CENTRAL TELEFONICA, ETC.—

Figura Nº 17

de 1959 que paralizó totalmente la obra durante unos 40 días, demorándose varios días más en desagotar las ataguías, limpiarlas de los sedimentos depositados y reconstruir las instalaciones auxiliares. El contratista solicitó una prórroga de 90 días, con la cual la entrada en servicio industrial del primer grupo generador se postergaba hasta comienzos de setiembre de 1960, es decir después del período de mayor demanda de energía eléctrica. Esta demora se redujo a sólo 30 días mediante un arreglo especial con el contratista, para que acelerara los trabajos. En ese arreglo también se incluía la prórroga que hubiera correspondido por los aumentos de obra derivados de las obras complementarias que se ordenó hacer para defender la central y aumentar la capacidad de desagüe de los vertederos en caso de crecidas extraordinarias.

En las figs. 16 y 17 se indican los metrajes de las partes principales de la obra y se ha representado el plan de desarrollo de los trabajos como fueron realizados.

6.2 Equipos e instalaciones para la obra.

1) *El plantel.* — Para la ejecución del plan de trabajos se dispuso de equipos adecuados, de los cuales los principales se describen al tratar las instalaciones de la obra o los trabajos en que fueron empleados los equipos.

Para los transportes generales de la obra se dispuso de:

7 camiones volquetes Magirus, modelo S 5500 con motor diesel de 125 HP.

5 camiones Magirus, modelo S 5500 con motor diesel de 125 HP.

1 camión tanque, Magirus, de iguales características.

1 camión Magirus, modelo S 3500, con motor diesel de 85 HP.

1 camioneta Universal, Daimler Benz, Unimog, con motor diesel de 25 HP.

8 remolques Westwagon P8, de 8 toneladas.

1 remolque Westwagon P4, de 4 toneladas.

1 remolque monoeje, de 5 toneladas.

2 camionetas rurales.

4 camionetas.

2 automóviles.

Esta flota fue reforzada con camiones fleteros que se contrataron cuando fue necesario.

2) *Talleres.* — Para atender a las necesidades de la obra, el contratista construyó y equipó los talleres que se describen a continuación, cuya ubicación se indica en el plano de la fig. 14.

Taller mecánico, en un edificio de 36,0 × 12,0 m. de planta y 6,0 o 4,0 m. de altura, construído con bloques de hormigón, cerchas de acero y cubierta de chapas de fibrocemento. A la altura de 6 m. hay una grúa puente de 11,0 m. de luz con 5 ton. de capacidad de carga. Este taller se equipó con distintas máquinas, herramientas, tornos, cepillos, taladros, afiladoras, fragua, equipos de soldadura, prensa hidráulica etc..

Taller para reparación de autos, de 21,8 × 10,2 m. y 2,80 m. de altura libre bajo las cerchas, construído en forma provisional con chapas de aluminio sobre puntales y cabriadas de madera. Este taller se equipó también con un torno rápido, taladro de mano, rectificadores de válvulas y otras herramientas.

Taller de carpintería. — El taller principal se instaló en un galpón prefabricado de 22,0 × 10,20 m. de planta y 2,8 m. de altura libre bajo las cerchas, construído con techo y paredes de aluminio de ½ mm. de espesor, sobre columnas de madera engrampadas en dados de fundación de hormigón; las cerchas son de madera. Este taller se equipó con sierras, escopladoras, cepilladoras, garlopas, trompo, taladros, etc..

Al lado de este galpón se construyó otro, de carácter más precario, de 15 × 25 m. y 7 m. de altura libre bajo las cerchas, hecho con paredes y techo de chapas bituminosas sobre estructura de madera. Este taller se hizo especialmente para construir bajo techo los grandes encofrados de los pasajes de agua a las turbinas, y fue equipado como el otro.

3) *Almacenes.* — Para guardar los repuestos para los equipos se construyó un galpón de aluminio, igual al de la carpintería. Parte de ese local se destinó para el laboratorio de ensayos de materiales.

Además se construyó otro galpón con paredes de ½ ladrillos y bloques de hormigón, de 17,4 × 44,0 m. de planta y 3,50 m. de altura bajo las cerchas de madera, con cubierta de chapas de fibrocemento y piso de hormigón.

Este local se destinó a guardar los materiales de ferretería y algunos repuestos.

4) *Oficinas.* — El Consorcio construyó para sus oficinas un amplio edificio en forma de T, con 50,0 × 12,0 m. en el cuerpo principal y 10,0 × 12,0 m. en la parte menor y 3 m. de altura. Ese edificio estaba dividido en distintos locales para las oficinas, sala de dibujo, sala de conferencias, servicios higiénicos, etc.. En ese local se instaló también la central telefónica de la obra.

La construcción se hizo con paredes de bloques huecos de hormigón, revocadas en ambos paramentos, cubierta de chapas onduladas de fibrocemento sobre cerchas de madera, cielorasos de fibra prensada, pisos de hormigón lustrado.

5) *Usina eléctrica.* — La electricidad para la obra y la población se generaba en una usina equipada con cuatro grupos Diesel eléctricos de 600 kVA cada uno, formado por un motor MODAG, tipo R9Z 133, de 9 cilindros y 720 HP de potencia y un generador Siemens Schuckerwerke, de 600 kVA a 600 r.p.m., tensión 400/237 V, 50 Hz. cos $\varphi = 0{,}8$. El motor y el generador estaban unidos por un acoplamiento elástico. La irregularidad de rotación de los grupos era menor que 1/300.

Los generadores estaban directamente acoplados cada uno a un transformador SSW de 630 kVA de potencia que elevaba la tensión de generación de los alternadores a 6000 V ± 5%. Existía además un transformador de reserva.

En el interior de la usina se encontraban los paneles de comando y medición.

Estos equipos estaban instalados en un edificio de 2,05 × 16,50 m. de planta construído con paredes de bloques de hormigón sin revocar, con techo de chapas de fibrocemento sobre cerchas metálicas y correas metálicas. El piso era de hormigón.

Había una grúa viajera de 11 m. de luz accionada a mano sobre las máquinas con guinche eléctrico de 5 toneladas de capacidad.

Los caños de escape salían al costado del edificio opuesto al que estaban los transformadores. Al exterior y adyacente al edificio se encontraba el tanque subterráneo para combustible de 50 m³ de capacidad.

Además de la usina eléctrica se dispuso de los grupos generadores portátiles siguientes:

Marca	*Cantidad*	*Tipo*	*Capacidad*	*Motor*	*Potencia*
O y K					
„	1	ENZ 30	32 KVA	Diesel	40 HP
”	1	ENZ 60	62 KVA	”	80 HP
”	2	ENZ 100	120 KVA	”	120 HP

Estos grupos se utilizaron en distintos lugares.

También se dispuso de varios transformadores colocados en lugares estratégicos de la obra para reducir la tensión de distribución a la tensión de utilización.

6) *Equipos flotantes.* — Se dispuso de un pequeño remolcador de río de 15 m. de eslora, 3,30 m. de manga y 1,10 de calado, de 18 toneladas de porte, movido con motor Diesel Deutz de 100 HP a 1.500 r.p.m. de 8 cilindros.

Se construyó una chata de 15 m. de eslora, 6 m. de manga y 1,80 m. de puntal, que se empleó casi exclusivamente para transportar la arena de río desde el lugar en que se dragaba a la orilla.

La extracción de la arena del río se hizo con una draga a succión Lübecker Maschinenbau perteneciente a la UTE que fue reacondicionada por el Consorcio. La draga tiene casco de acero, cala 0,45 m. y su capacidad nominal es de 25 m³/hora a 5 m. de altura y 100 m. de distancia de bombeo, tiene un motor Otto Deutz, a gas oil, de 50 HP.

7) *Agua.* — El agua para la obra se tomó del río unos 150 m. aguas arriba de la presa. Se emplearon 2 bombas KSB tipo WK 200/150 con capacidad de 300 m.³/hora, acoplados a motor eléctrico de 88 KW y 1.450

r.p.m.; estas bombas se armaron sobre una casilla móvil sobre una vía inclinada construída en la barranca del río. El agua se impulsaba por una cañería de hierro de 150 mm. de diámetro a un tanque australiano de 16 m. de diámetro y unos 400 m.^{3} de capacidad construído al nivel + 81,0 m., al lado de la planta de tratamiento de agua. De esa manera el depósito daba la presión necesaria en las cañerías si no funcionaban las bombas.

La energía para accionar las bombas se entregaba a través de un transformador SSW tipo T4, de 315 KVA de potencia y relación de transformación 6.000/400/230 V.

8) *Planta para la preparación de áridos para el hormigón.* — En las inmediaciones del Rincón de Baygorria hay muy poca arena gruesa natural y no hay depósitos de cantos rodados. Por lo tanto la arena gruesa y los áridos gruesos debieron obtenerse por trituración, lavado y clasificación a partir de la roca apta excavada en las obras o de una cantera abierta a tal fin muy cerca de la obra.

La planta para la preparación de los áridos está representada esquemáticamente en la figura Nº 18. Desde la llegada del material hasta su distribución en los silos, la planta de trituración constaba de dos instalaciones gemelas, que podían funcionar simultáneamente o independientemente una de otra. Esto proporcionó no sólamente seguridad en el servicio, sino también flexibilidad en la producción horaria. Cada una de las dos vías constaba de las siguientes etapas:

La roca excavada se volcaba en el alimentador de una trituradora primaria (3) de 1000/600 mm. de abertura nominal, y de una capacidad teórica de producción de 60 ton/h, movida por un motor de 80 HP. Estas trituradoras ya habían sido empleadas en las obras de Rincón del Bonete y fueron reacondicionadas para su nuevo uso en Baygorria.

El material triturado caía sobre una cinta transportadora inclinada (4) de caucho de 650 mm. de ancho y 60 m. de longitud, accionada por dos motores de 19 HP c/u. La cinta elevaba el material a la torre de clasificación y lo descargaba sobre un grupo (6) de tres zarandas vibratorias inclinadas y superpuestas de 1250 mm. de ancho y 3000 mm. de largo, con cribas de 150, 75 y 40 mm. accionado por un motor de 13 HP. El residuo de este tamizado caía sobre un segundo grupo (7) de 3 zarandas similar al primero, de 1500 mm. de ancho por 4000 mm. de largo con cribas de 20, 5 y 2 mm., accionado por un motor de 19 HP. La velocidad de vibración era de 750 r.p.m. en el primer grupo y de 900 r.p.m. en el segundo. Durante todo el proceso de zarandeo el material estaba sometido a fuertes chorros de agua para lavarlo de polvo y arcilla. El material retenido sobre cada criba caía luego al silo del tamaño correspondiente. Los silos (8) eran de hormigón, de fondo inclinado y salida controlable por la parte inferior. La capacidad de estos silos era de: 150 m^3 para material mayor de 150 mm, 120 m^3 para material de 150-75 mm., 95 m^3 para material de 75-40 mm, 50 m^3 para material de 40-20 mm, 30 m^3 para material de 20-5 mm y 50 m^3 para material de 5-2 mm. El material que salía de cada silo podía llevarse a los depósitos a la intemperie del material clasificado o iniciar el proceso de retrituración. La instalación de retrituración estaba constituída por los siguientes elementos: una trituradora (9) a mandíbulas, de abertura 500/320 mm. accionada por un motor de 39 HP que recibía el material mayor de 150 mm. y cuya capacidad teórica de producción era de 15 ton/hora.

Dos trituradoras (10) a mandíbulas, de abertura en la boca 1000/200 mm. con motores de *51* HP y con una capacidad teórica de 20 ton/hora cada una; estas dos trituradoras recibían material de todos los tamaños mayores de 40 mm.

Una trituradora (11) a mandíbulas, de abertura en la boca 800/150 mm. con motor de 54 HP de 30 ton/hora de capacidad teórica que recibía material de los tamaños 75-40 y 40-20 mm.

Una trituradora (12) rotativa de trompo, "Babbitless" con motor de *29* HP que trabajaba con material de tamaños 40-20 y 20-5 mm.

Dos molinos (13) de rodillos lisos, con motores de 39 HP y de 6 ton/hora de capacidad teórica cada uno, que se alimentaban con los materiales de tamaños 40-20 y 20-5 mm..

Merece señalarse que la planta de trituración instalada inicialmente no incluía la trituradora de mandíbulas 800/150 y sólo tenía un molino de rodillos. Inmediatamente después que la planta comenzó a funcionar en julio de 1957 se comprobó que la producción de pedregullo fino y arena de 2-5 mm. era insuficiente para satisfacer la demanda del programa de hormigonado y a mediados de setiembre de ese año, se agregó la tritu-

radora de mandíbulas, que formaba parte de una planta de trituración portátil que se usó al comienzo de la obra, y luego, en febrero de 1958 se agregó el segundo molino de rodillos, con el fin de aumentar la producción del material de tamaño 2-5 mm..

Los productos de todas estas trituradoras caían sobre una cinta transportadora (14) horizontal de 500 mm. de ancho y 19 m. de longitud con motor de 10 HP que se descargaba sobre otra cinta elevadora (15) de igual ancho. Esta última cinta descargaba en una tolva con baffle distribuidor, por medio del cual los áridos caían ya sobre una u otra de las cintas principales, ya sea sobre ambas. De esta manera, los productos de la retrituración volvían a la instalación de clasificación.

Al aumentar el número de máquinas de trituración secundarias, con el consiguiente aumento de material, esta cinta transportadora resultó algo insuficiente y trabajaba muy sobrecargada.

Las botoneras eléctricas de arranque de todos estos equipos estaban interconectadas de modo de evitar cualquier falsa maniobra. El orden de puesta en marcha era obligatoriamente el siguiente: zarandas, cintas de trituradoras primarias, cintas de trituradoras secundarias, trituradoras secundarias, y por fin alimentadores oscilantes de las mismas. De esta manera, no se podía provocar por descuido el apilamiento de material en un punto del circuito. Una llave general permitía eliminar esta interconexión.

El transporte de los materiales clasificados de los silos a los depósitos a la intemperie se hacía por medio de 3 cintas transportadoras inclinadas que levantaban el material a 13 m. de altura. Dos de ellas (16 y 17), de 500 mm. × 40 m. con motor de 14 HP c/u., transportaban el material mayor de 5 mm. a dos cintas distribuidoras horizontales (19 y 20) de 500 mm. × 16,5 m. con motores de 4 HP de manera que cada cinta elevadora servía para dos tamaños distintos, tal como se indica en el esquema de la planta (fig. 18). La tercera cinta (18), de 400 mm. × 50 m. con motor de 10 HP transportaba el material 2-5 mm..

La instalación que se ha descrito producía los áridos de tamaños 150 a 2 mm.. Aparte estaba la planta para clasificar la arena de río.

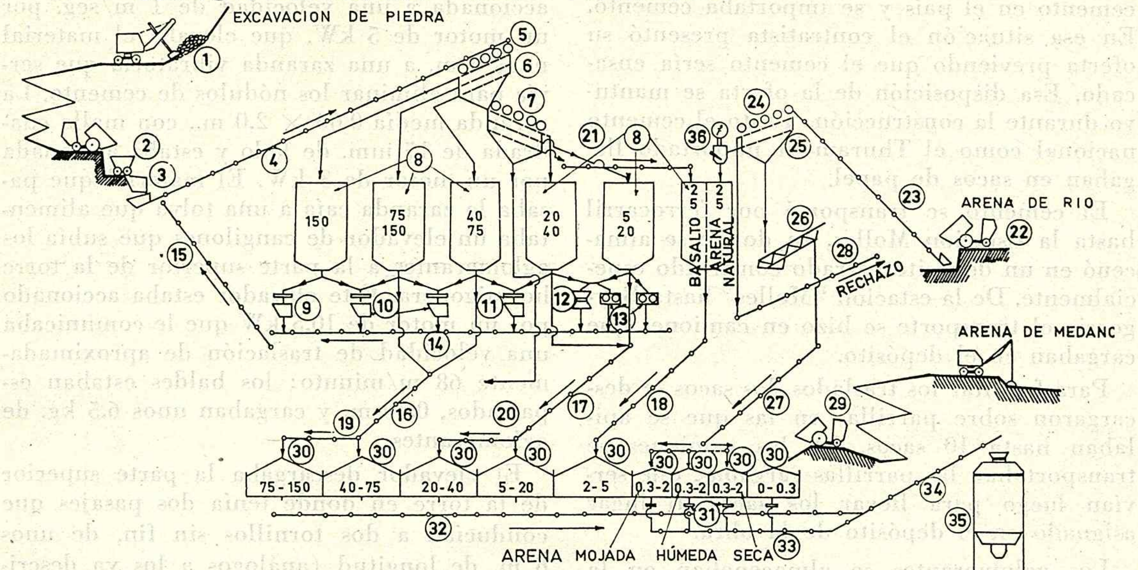
La arena se extraía de los bancos del río con una draga chupadora de 25m³. por hora de capacidad, con motor diesel de 50 HP y luego era conducida a la obra en camiones que volcaban en la tolva de alimentación (22) de una cinta elevadora (23) de 500 mm. de ancho y 28 m. de longitud con motor de 14 HP que llevaba la arena a dos zarandas (25) inclinadas de 600 × 2.000 mm. con mallas de 5 y 2 mm. respectivamente, con motores de 10 HP c/u. La arena de tamaño entre 2 y 5 mm. caía directamente al silo de ese tamaño, en donde se mezclaba con la arena de trituración; la arena de tamaño menor de 2 mm. pasaba a dos tornillos (26) transportadores de 700 mm. de diámetro y 6,5 m. de longitud accionados con motores de 10 HP c/u. en donde la arena era lavada de nuevo y conducida a otra cinta elevadora (27) de 400 mm. de ancho y 37 m. de longitud, con motor de 10 HP, que subía la arena a una cinta distribuidora horizontal de 400 mm. de ancho y 12 m. de longitud, con motor de 4 HP, con la que formaban tres depósitos (30). La arena de tamaño mayor de 5 mm. era retirada de la planta para triturarla o para otros usos. De esa manera se obtenían las arenas de tamaños nominales entre 0,3 y 2 mm.

La arena de tamaño menor de 0,5 mm. se encontró en un médano natural. Esa arena satisfacía las condiciones exigidas y por lo tanto no requería un tratamiento especial; se la extraía y se depositaba en un depósito (29) adyacente al de la arena 0,3-2 mm..

Los depósitos a la intemperie de los pedregullos y arenas se formaron sobre túneles en donde se instalaron cintas transportadoras. Una cinta horizontal (32) de 800 mm. de ancho y 84 m. de longitud, accionada por dos motores de 19 HP c/u. recogía los áridos de tamaños 150 a 2 mm. mientras que otra cinta (33) de 500 mm. de ancho y 51 m. de longitud, accionada con un motor de 14,4 HP recogía las arenas de 0 a 2 mm. Ambas cintas vertían sobre una cinta elevadora (34), de 800 mm. de ancho y 95 m. de longitud, movida por dos motores de 27 HP c/u. que elevaba los áridos a 23,5 m. de altura, a los silos de la torre de hormigón (35).

La extracción de los áridos gruesos de los depósitos a la cinta en el túnel se hacía por medio de alimentadores, movidos a mano, a razón de tres por cada pila del depósito; en cambio las arenas de tamaños 2-0,3 mm. y 0,5-0 mm. pasaban por alimentadores dosadores (31), de sacudidas, en los que se controlaba la cantidad de material regulando la

ESQUEMA DE LA INSTALACION DE TRITURACION Y CLASIFICACION DE ARIDOS.



1) Cantera
2) Cinta metálica alimentadora 1000/3000 mm (2)
3) Trituradoras primarias (2)
4) Cintas principales de alimentación 0.65 × 60 m. (2)
5) Dispositivo de lavado (2)
6) Zarandas ancho: 1250 mm.; largo: 3000 mm.; 3 mallas 40,75 y 150 mm. (2)
7) Zarandas ancho: 1500 mm.; largo: 4000 mm.; 3 mallas 2, 5 y 20 mm. (2)
8) Silos de hormigón (6)
9) Trituradora secundaria a mandíbulas 500/320 mm.
10) Trituradora secundaria a mandíbulas 1000/200 mm. (2)
11) Trituradora secundaria a mandíbulas 800/150 mm.
12) Trituradora trompo babbitless
13) Trituradoras de rodillos lisos (Molinos) (2)
14) Cinta recolectora de retrituración 0.50 × 19.0 m.
15) Cinta elevadora de retrituración 0.50 × 22.5 m.
16) Cinta elevadora de 75 - 150 y 40 - 75 mm. 0.50 × 42.5 m.
17) Cinta elevadora de 5 - 20 y 20 - 40 mm.
18) Cinta elevadora de 2 - 5 mm. 0.40 × 49.0 m.
19) Cinta distribuidora 0.50 × 16.5 m.
20) Cinta distribuidora 0.50 × 16.5 m.
21) Cinta recolectora de 2 - 5 mm. 0.40 × 3.5 m.
22) Tolva de entrada de arena
23) Cinta elevadora 0.50 × 28.5 m.
24) Dispositivo de lavado (2)
25) Zarandas ancho: 500 mm.; largo: 2000 mm.; mallas 2 y 5 mm. (2)
26) Tornillos transportadores y lavadores de arena ⌀ 700 mm.; largo: 6.5 m. (2)
27) Cinta elevadora de arena 0.40 × 37 m.
28) Cintas de recirculación de arena 0.40 ⌀ 18 m. (2)
29) Arena fina y volcada directamente del banco al depósito
30) Depósito a la intemperie
31) Dosificadores de volúmen
32) Cinta recolectora de pedreg. 0.80 × 84.0 m.
33) Cinta recolectora de arenas 0.50 × 51 m.
34) Cinta elevadora a la torre 0.80 × 95 m.
35) Torre de hormigonado
36) Balanza para arena 2 - 5 de río

Figura Nº 18

amplitud de la sacudida y la abertura de la boca; de esa manera la arena fina que iba a la torre de hormigonado tenía una proporción determinada de ambos tamaños.

La cantidad de arena de río, de tamaños 2-5 mm. se pesaba en una balanza (36) antes de entrar al silo en donde esa arena se mezclaba con la de trituración.

La energía para la planta de trituración se suministró a través de 2 transformadores SSW tipo T2, de 400 kVA cada uno y relación de transformación 6000/400/230 V.

9) *Transporte y almacenamiento del cemento y otros productos aditivos.* — Al presentarse las ofertas para la construcción de la obra era aún deficitaria la producción de cemento en el país y se importaba cemento. En esa situación el contratista presentó su oferta previendo que el cemento sería ensacado. Esa disposición de la oferta se mantuvo durante la construcción. Tanto el cemento nacional como el Thurament importado llegaban en sacos de papel.

El cemento se transportó por ferrocarril hasta la Estación Molles, en donde se almacenó en un depósito cerrado construído especialmente. De la estación "Molles" hasta Baygorria el transporte se hizo en camiones que cargaban en el depósito.

Para facilitar los traslados, los sacos se descargaron sobre parrillas en las que se apilaban hasta 10 sacos. En los camiones se transportaban las parrillas cargadas, que servían luego para llevar los sacos al lugar asignado en el depósito de la obra.

Los aglomerantes se almacenaban en la obra en un depósito de 34,50 × 52,0 m. de planta, con capacidad para unas 3000 toneladas. Este depósito estaba construído en la forma siguiente: un muro horizontal de hormigón, de altura variable servía de base y contención del relleno colocado para formar un piso horizontal; sobre el terreno se construyó un piso de hormigón a dos niveles, dejando una canaleta longitudinal de 1,20 m. de ancho y 0,65 m. de profundidad. La superestructura estaba construída con pórticos metálicos a dos aguas, arriostrados sobre los que se colocó un techo de fibrocemento y paredes de chapa galvanizada. A lo largo de uno de los lados mayores se dejó un andén de descarga; sobre ambos lados se dejaron 6 portones corredizos de 3,0 m. de abertura.

Los sacos de cemento se depositaban formando pilas de hasta 2 m. de altura, dejando calles de circulación.

El transporte de los aglomerantes a la torre en que se preparaba el hormigón se hizo de la manera siguiente:

Dentro de la canaleta se colocaron dos tornillos sin fin horizontales, el superior de 25 m. de longitud estaba servido por cuatro bocas de carga de 1,20 × 0,35 m., cerradas con una malla metálica de 4 cm. de abertura, este tornillo descargaba en otro colocado 0,55 m. más abajo, de 22 m. de longitud y servido por tres bocas de alimentación. Ambos tornillos tenían paso de 0,30 m., igual diámetro y estaban accionados cada uno con un motor de 5 kW. El segundo tornillo descargaba en una cinta transportadora inclinada de 0,40 m. de ancho y 20 m. de longitud accionada a una velocidad de 1 m/seg. por un motor de 5 kW, que elevaba el material unos 5 m. a una zaranda vibratoria que servía para eliminar los nódulos de cemento. La zaranda medía 0,60 × 2,0 m., con malla cuadrada de 17 mm. de lado y estaba accionada por un motor de 3 kW. El material que pasaba la zaranda caía a una tolva que alimentaba un elevador de cangilones que subía los aglomerantes a la parte superior de la torre hormigonera. Este elevador estaba accionado por un motor de 10,5 kW que le comunicaba una velocidad de traslación de aproximadamente 68 m/minuto; los baldes estaban espaciados, 0,30 m. y cargaban unos 6,5 kg. de aglomerantes.

El elevador descargaba la parte superior de la torre en donde tenía dos pasajes que conducían a dos tornillos sin fin, de unos 6 m. de longitud (análogos a los ya descritos) que llevaban el material a uno de los dos silos para aglomerantes existentes en la parte superior de la torre. De esta manera podía seleccionarse el material que se llevaba a cada silo; normalmente se depositaba cemento común en uno de ellos y Thurament en el otro.

Todos los equipos (cintas transportadoras, elevadores, etc.) se encontraban encerrados en túneles de chapa de manera que el material estaba perfectamente preservado de la humedad o de cuerpos extraños.

La alimentación del sistema que hemos descrito se hizo con cuadrillas de 5 operarios por boca de descarga que volcaban unos 10 sacos de 50 kg. por minuto. El trabajo se distribuía así: dos hombres cargaban las parrillas con 10 sacos cada una, otro operario la transportaba en la carretilla y los otros dos descargaban la parrilla y rompían los sacos sobre la boca de alimentación del tornillo sin fin. La capacidad del elevador de cangilones era de unos 1500 kg/minuto o sea que correspondía a la alimentación por tres bocas simultáneamente.

10) *Planta para la preparación del hormigón.* — El hormigón se preparaba en una torre mezcladora marca "Vogele" que permitía hacer el dosaje por peso de los componentes del hormigón.

La estructura metálica de apoyo de la instalación tenía forma hexagonal de 9,25 m. de diámetro y 23,4 m. de altura hasta la parte superior del distribuidor giratorio, adonde llega la cinta transportadora de los áridos. La estructura estaba soportada por 6 columnas formada cada una por dos perfiles U 26 unidos con chapas; las columnas estaban unidas entre sí por un reticulado de perfiles PU 18 y PU 10. Los pisos estaban soportados por reticulados hechos con perfiles U 14.

En la parte superior se encontraba el distribuidor giratorio que distribuía los materiales a los seis silos de áridos (dos de 40 m^3 y cuatro de 30 m^3 de capacidad). Estos silos estaban construídos alrededor del depósito para aglomerantes, que tenía dos compartimientos de 20 m^3 cada uno. Los aglomerantes (cementos y/o puzolanas) se subían a la torre por un transportador de baldes.

Debajo de cada uno de los silos se encontraban las balanzas de gobierno electro-neumático. La alimentación del material a las balanzas se hacía por alimentadores con vibradores que operaban en dos etapas, una de alimentación principal y otra adicional para el dosaje exacto. Los aglomerantes se dosaban por tornillos de transporte para mayor exactitud de carga. En el mismo piso de dosificación se encontraba el depósito para agua de 3 m^3 con su correspondiente báscula dosadora con válvula de bloqueo automática y el depósito para aditivos líquidos, de 100 litros con agitador y balanza dosadora, también con válvula de bloqueo automática.

Todos los equipos de pesado estaban construídos con selector para 6 dosajes distintos; el disco selector se accionaba eléctricamente desde el tablero de mando, de manera que era posible cambiar automáticamente hasta 6 clases de mezclas. La tolerancia de dosaje era de $\pm$ 1% para el agua y los aglomerantes y de $\pm$ 2% para los áridos.

Las balanzas descargaban el embudo de cargas giratorio, movido por motor eléctrico, que permitía descargar los materiales a cada una de las tres hormigoneras situadas debajo. La unión del embudo con la hormigonera se hacía por medio de una tolva cilíndrica retráctil, accionada por pistones de aire comprimido, que ajustaba con un anillo de goma, y aseguraba el cierre hermético con la hormigonera durante el proceso de carga.

Las tres hormigoneras eran con tambor basculante y de una capacidad nominal de 1,5 m^3 cada una. El dispositivo basculante se movía con dos cilindros de aire comprimido de 60 cm. de carrera accionados por válvulas eléctro-magnéticas. Las hormigoneras giraban durante el tiempo prefijado, controlado eléctricamente y luego descargaban al embudo colector de hormigón de 12 m^3. de capacidad, dividido en 3 compartimientos iguales; cada uno de esos compartimientos tenía una doble compuerta de descarga, accionada por aire comprimido. De esas 3 tolvas el hormigón caía a una tolva cónica que llenaba los baldes de hormigón; esta tolva tenía también un cierre hermético.

La capacidad de producción de hormigón de esta torre, era de unos 75 m^3 hora. Esa capacidad estaba influída por los tiempos necesarios para las distintas maniobras y por el tiempo de amasado.

El aire comprimido necesario para la torre se producía a 7,5 kg/cm^2 en un compresor fijo, situado al pie de la torre y accionado por un motor de *70 kW*. Todos los mandos de la torre estaban centralizados en el tablero de la casilla de comando en donde se indicaban en un esquema mímico con señales luminosas cada una de las operaciones de la torre. El armario de distribución contenía los contactos necesarios para controlar el ciclo automático de las balanzas, de las hormigoneras y del embudo de carga. Los movimientos estaban bloqueados de tal manera, que ningún proceso se cruzara o interfiriera con la operación anterior o con la siguiente. Aunque todos los procesos podían gobernarse a mano desde el tablero de mando, era imposible que las balanzas descargaran si ya estaba cargada la hormigonera o si no estaba en la posición erguida.

La posibilidad de manejar a mano la operación era muy importante pues, a menudo, la producción del hormigón debió ajustarse al ritmo de colocación y si la planta continuaba trabajando automáticamente muy pronto se colmaban los depósitos de hormigón.

Para cada uno de los dosajes de hormigón colocados en las balanzas, había un contador en el tablero de mando. Era así fácil contar el número de canchadas de cada clase de hormigón.

Para el manejo de la torre se necesitaban, por turno: un encargado, un maquinista, un oficial mecánico y cuatro medio-oficiales mecánicos que se distribuían al nivel de los silos, al nivel de las hormigoneras, en la carga de los camiones y en el compresor.

11) *Transporte y colocación del hormigón.* — Para transportar y colocar el hormigón se emplearon baldes tolva cerrados en el fondo con compuertas giratorias accionadas por manijas laterales. Los baldes usados tenían las siguientes características:

Cantidad	Abertura		Altura	Capacidad
	Superior	Descarga		
20	∅ 1,10 m.	∅ 0,60 m.	1,40 m.	0,65 m^3
20	1,90 × 0,70 m.	0,90 × 0,75 m.	1,50 m.	1,00 m^3
6	∅ 1,40 m.	0,90 × 0,85 m.	1,60 m.	1,50 m^3

El transporte de los baldes se hizo en camiones o en volquetes especialmente adaptados, a los que se quitó la caja volcadora instalando en su lugar una plataforma con barandas para sostener el balde. También se transportó hormigón en la caja de los volquetes para volcarlo directamente en el lugar de colocación o en un silo elevado intermediario; de esta manera se aprovechó mejor los viajes ya que la caja del volquete llevaba algo más de 2 m^3. en vez de 1,5 m^3. que transportaban con los baldes grandes.

Para descargar y llevar los baldes de hormigón al lugar de colocación se emplearon grúas o palas equipadas como grúas. Las grúas disponibles han sido las siguientes:

Tipo	Cantidad	Accionamiento	Potencia	Capacidad de carga
Peiner	2	en gancho traslación elevación pluma rotación	31 HP 2 × 10 HP 21 HP 3,7 HP	4430 kg a 9.75 m. 2070 kg a 22.60 m. 1350 kg a 30 m.
Wolff 60	1	en gancho traslación rotación	27 kW 10,5 kW 4,0 kW	6000 kg a 5 m. 2000 kg a 25 m.
Wolff 45	2	en gancho traslación rotación	27 kW 9,5 kW 2,5 kW	4000 kg a 5 m. 2000 kg a 20 m.

Todas estas grúas tenían motores eléctricos y viajaban sobre vías de trocha ancha.

Se usaron también 3 palas Gottwald tipo MK 55 equipadas como grúas. Tenían un motor Diesel de 55 HP de potencia, con rodado sobre 8 ruedas con neumáticos 10.00 × 20 HD. La capacidad de carga era variable entre 1 ton. con la pluma de 17 m. con la máxima inclinación, a 9 ton. con la pluma acortada a 8 m. de longitud y muy erguida.

También se usaron las palas Menck 251 o 152 (descritas más adelante), equipadas como grúas. Para ese fin se podía extender la pluma hasta 23 m. en las palas tipo 251, lo que les confería gran radio de acción.

En muchos casos no era posible bajar los baldes hasta el lugar de colocación; en esos casos los baldes descargaban poco a poco en tolvas elevadas de las que salían "trompas de elefante" formadas por varios caños tronco cónicos de 1,0 m. de longitud y 40/30 cm. o 30/20 cm. de diámetro hechas con chapa de hierro.

La compactación del hormigón se hizo con vibradores de inmersión (botellas) y de superficie.

Se usaron tres tamaños de vibradores de inmersión, de las siguientes características:

Marca	Modelo	Cantidad	Dimensiones	Potencia	Frecuencia	r.p.m.
IREFM	3/42	4	∅ 50 mm.	0,65 kW	150 Hz	9000
IREFM	3/42	24	∅ 75 mm.	1,2 kW	150 Hz	9000
IREFM	1/42	7	∅ 100 mm.	2,1 kW	150 Hz	9000

Los dos primeros los manejaba un hombre, para el último se necesitaban dos hombres.

Para producir la frecuencia necesaria se disponía de 10 convertidores de frecuencia y tensión con motor de 3,7 kW que llevaban la tensión de 380 V a 50 V y la frecuencia de 50 Hz a 150 Hz con 67 Amp.

Para la terminación de las superficies se dispuso de 2 planchas vibradoras "Wacker" de 600 × 300 mm. de superficie, con motor de 2 kW de potencia y otras 2 planchas con dos motores de 0,8 kW cada uno. La frecuencia y número de revoluciones era igual que para los otros vibradores.

CAPITULO VII

LA CONSTRUCCION DE LA OBRA

En este capítulo se describirán más detalladamente ciertos aspectos de la construcción de la obra y de la organización montada para ejecutarla y para vigilar la construcción.

7.1 Organización.

El Consorcio contratista debió tomar todo el personal necesario y adquirir y transportar a la obra los materiales. La UTE solamente montó una oficina de contralor y contrató a Ingenieros Consultores.

1) *Organización del Contratista.* — El personal empleado por el contratista se tomaba en la obra. En su mayor parte fueron obreros de las regiones vecinas, pero algunos especialistas (carpinteros, armadores de hierro, soldadores) se llevaron de Montevideo. El Consorcio trajo algunos capataces extranjeros y la mayor parte de los ingenieros y montadores especializados que empleó.

Normalmente el número de ingenieros extranjeros ha sido de 13 a 14 y los uruguayos 2 ó 3; los conductores de obras alemanes fueron 4 ó 5 y 18 a 20 capataces alemanes y de 30 a 32 capataces uruguayos. Los montadores de los equipos extranjeros llegaron a 27 y el personal administrativo fue de 10 extranjeros y 30 uruguayos.

La organización del Consorcio en el país fue la siguiente:

Al frente se encontraba el Representante General, con poderes amplios para tratar con la UTE y por cuyo intermedio se han hecho todos los trámites con la Administración.

Al frente de la obra se encontraba el Superintendente de la obra, cargo desempeñado por un ingeniero con experiencia en otras obras semejantes a la que había que construir. Lo secundaba otro ingeniero, que ordiriamente se encontraba a cargo de los trabajos y que sustituía al superintendente en caso de ausencia.

En la obra se instaló la oficina técnica de la empresa cuyo cometido ha sido la recepción y distribución de los planos (preparados en Europa) a las reparticiones de la obra, la corrección de esos planos en obra y la preparación de nuevos planos, etc.. Esa oficina estaba a cargo de un ingeniero principal, ayudado por dos o tres ingenieros ayudantes, dibujantes, etc.. El Jefe de esa oficina se encargó, además, de presentar y discutir con los técnicos de UTE los planos y cálculos de la obra presentados para ser aprobados.

Al frente de los trabajos de preparación y colocación de encofrados, de las armaduras y del hormigonado había ingenieros responsables de esos trabajos que eran ayudados por otros ingenieros, conductores de obras y capataces.

En cada turno de trabajo se encontraba en la obra un ingeniero de turno, por lo menos.

Una sección dependiente directamente del Superintendente se encargaba de las mediciones de la obra y preparación de los certificados de pago y se ocupaba también de los cálculos de costos de la obra hecha.

La sección máquinas, a cuyo frente hubo un ingeniero principal y otro ayudante tenía por misión el montaje y la conservación de los equipos de construcción. Dependían de esa sección los talleres mecánicos, carpintería, etc., las plantas de agua y electricidad, la planta de trituración, etc..

De la oficina administrativa, a cuyo frente se encontraba el Administrador General de la Obra dependían la contaduría, la oficina de personal, secretaría, los depósitos y almacenes, la proveeduría, los comedores y los servicios de intendencia.

La oficina de montaje en obra tuvo por cometido vigilar y ejecutar el montaje de todos los equipos electromecánicos de la obra terminada. A su frente había un ingeniero principal y un ayudante perteneciente al personal de Siemens Schuckertwerke y disponía de 13 montadores especializados, pues además de la organización general de los montajes la Siemens Schuckertwerke ejecutó directamente el montaje de todos los equipos eléctr'cos.

Las fábricas proveedoras enviaron también sus propios montadores. Así, la NOHAB envió 7 montadores y un ingeniero que permaneció unos 8 meses en la obra; la fábrica Haushahn envió 2 montadores y la VOEST envió 6 montadores y un ingeniero especialista.

Además de la organización en la obra el Consorcio montó una oficina en Montevideo encargada de las gestiones técnicas y administrativas ante la UTE, de los trámites en el puerto, de la contratación de fletes, de las compras en plaza de materiales y la proveeduría para los comedores y de los otros asuntos del Consorc'o.

En esa oficina trabajaban unas 6 ó 7 personas.

No es posible dar detalles de la organización del Consorcio en Europa, pero corresponde señalar que la preparación de los planos para la obra de ingeniería civil y los cálculos correspondientes fueron hechos por la firma Siemens Bauunion de Munich, integrante del Consorcio, a cuyo cargo estuvo también la adquisición de los equipos y los materiales de construcción.

La coordinación general para los suministros de los equipos electromecánicos de la obra fue hecha por la Siemens Schuckertwerke en sus oficinas centrales de Erlangen.

2) *Organización de UTE.* — La UTE formó una sección encargada del contralor de la obra. En la oficina de Montevideo se han revisado todos los planos de construcción y los cálculos correspondientes, se liquidaron los certificados de obra y se tramitaron todos los asuntos relac'onados con la central en Baygorria. La oficina de la obra se encargó de vigilar que la ejecución se hiciera conforme a los planos aprobados y a las condiciones del contrato, se revisaban los metrajes para las certificaciones de pago, y se revisaban las liquidaciones de diferencias en los jornales, materiales y servicios en que la UTE se hizo cargo de las diferencias. Además esa oficina se encargó especialmente de los ensayos de los materiales y hormigones de la obra. También la UTE destinó una pequeña cuadrilla encargada de la forestación del predio de la UTE en Rincón de Baygorria.

El personal de UTE en la oficina de Contralor ha estado integrado por el Jefe de la Repart'ción secundado por un ingeniero industrial, dos ingenieros civiles, ayudantes técnicos y administrativos en la oficina de Montevideo, y por un ingeniero res'dente, cinco ingenieros civiles, dos ingenieros industriales, un agrimensor, un ayudante de ingeniero principal, un ayudante técnico, un dibujante, dos auxiliares y doce sobrestantes en la oficina de la Obra para la vigilancia de la construcción. Además había una pequeña cuadrilla de tres peones y un capataz encargados especialmente de la forestación.

Durante la construcción de los equipos la UTE destacó un ingeniero industrial, con experiencia previa, para la supervisión en las fábricas. Al volver ese ingeniero al país se le encargó la supervisión de los montajes de los equipos electromecánicos pasando a trabajar con él los ingenieros industriales y los sobrestantes mecánicos y eléctricos.

Además de la oficina de Contralor se contó con la cooperación estrecha de otras Secciones de la UTE que se encargaron de los despachos aduaneros, los pagos, etc.

3) *Los Ingenieros Consultores.* — Atendiendo a sugerencias del Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento, la UTE contrató a Ingenieros Consultores para la supervisión de las obras que se financiaron con la ayuda del Banco. La firma contratada fue Gruner y Asociado, integrada por

Cuadro V. — Escala de jornales

CAT.	CARGO	JORNAL/H BASICO	JORNAL/H 1/1/957	JORNAL/H 1/1/958	JORNAL/H 1/1/959	JORNAL/H 1/1/960
I)	Capataces generales	1.80	2.20	2.50	3.16	4.74
II)	Capataces de secciones de obra o de talleres, Técnicos Electricistas y Técnicos Mecánicos	1.66	2.06	2.36	3.04	4.56
(1) III)	Oficiales Carpinteros, Cofragistas especialistas y/o Armadores de hierro especialistas.			2.34	3.00	4.50
III) bis	Oficiales de primera de los siguientes oficios: Mecánicos ajustadores, Herreros de arte, Soldadores al arco eléctrico, Modelistas, Calafateadores y Carpinteros de ribera, Marcadores y Trazadores, Electrotécnicos, Rectificadores, Torneros, Albañiles frentistas, Albañiles finalistas.	1.53	1.93	2.22	2.84	4.26
IV)	Oficiales de primera de los oficios no incluídos en la categoría III bis y Capataces de subsecciones de obras y de talleres.	1.40	1.75	2.02	2.52	3.52
(1) IV) bis	Conductores de volquetes.			1.98	2.36	3.30
V)	Apuntadores, Segundos Capataces, Maquinistas, Choferes, Motoristas, Conductores de máquinas en general y Medio Oficiales de los oficios incluídos en la Categoría III bis).	1.27	1.55	1.80	2.20	3.08
VI)	Medio Oficiales de los oficios no incluídos en las categorías anteriores y Barrenistas (2).	1.14	1.40	1.65	2.00	2.70
VII)	Marronistas, Picadores, Asfaltadores, Foguistas y Ayudantes de diversos oficios.	1.01	1.25	1.50	1.84	2.48
VIII)	Peones en general, Serenos, Guardagalpones, Guardapuentes y Carreros.	0.95	1.15	1.40	1.72	2.30
IX)	Muchachos menores ocupados como Aprendices, Mandaderos y Aguateros.	0.60	0.75	0.90	1.12	1.50

(1) Categorías creadas a partir del 1/1/958.

(2) Los Barrenistas pasaron a partir del 1/1/957 de la Categoría VII a la VI.

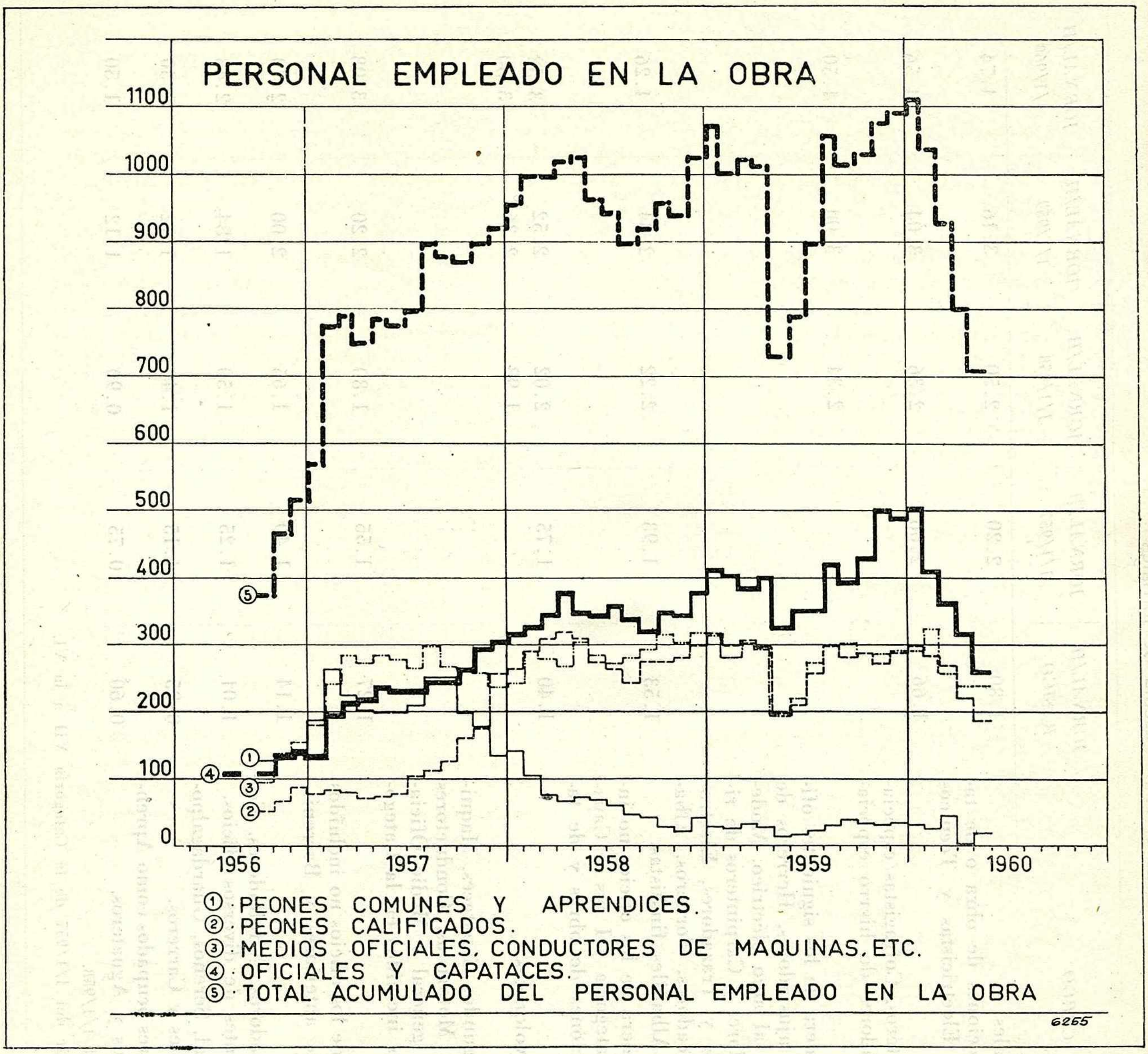


Figura Nº 19

la firma Gruner Hermanos de Basilea, encargada de las obras civiles y la firma Schuler y Brauchli, de Zurich, encargada de las instalaciones electromecánicas.

Los ingenieros consultores supervisaron los planos de las construcciones civiles y electromecánicas, discutieron con los representantes del Consorcio en Europa algunos detalles de construcción de las máquinas y fiscalizaron los ensayos de los materiales y de los equipos en las fábricas. En el Uruguay, los representantes de la firma de Ingenieros Consultores colaboraron con la oficina de Contralor en la vigilancia de la ejecución de la obra.

La delegación en el país de los Ingenieros Consultores ha estado integrada por el jefe de la misión y su segundo, que permanecieron normalmente en Montev deo, un ingeniero civ l,, un ingeniero mecánico y un ingeniero electricista que residieron en Baygorria. La UTE colaboró con los Ingenieros Consultores con la ayuda de ingenieros y auxiliares administrativos.

7.2 Salarios.

Los salarios básicos para las distintas categorías de obreros han sido fijados por el Directorio de la UTE. Esos salarios fueron aumentándose año a año según resultaba necesario por las circunstancias. En el cuadro V se da la clasificación de los obreros y las escalas de salarios durante la ejecución de la obra.

En la gráfica de la fig. 19 se indica el número de obreros agrupados por categorías a lo largo del desarrollo de la obra y el total mensual empleado.

Además de los salarios los obreros han recibido otras prestaciones a cargo de la UTE tales como: alojamiento gratuito en los dormitorios colectivos, asistencia médica y la posibilidad de comer a precios módicos en el comedor, del que la UTE pagaba los costos de funcionamiento pero no el costo de los alimentos.

7.3 Turnos de trabajo.

Durante la obra se trabajó en general con dos turnos de trabajo. Para ciertos trabajos de gran urgencia se hicieron 3 turnos.

7.4 Control del río y ataguías.

Los estudios sobre modelos reseñados anteriormente en el párrafo B del capítulo III mostraron que era posible construír atagías celulares usando las tablestacas Bethlehem tipo SP 6 y FT 60 pertenecientes a la UTE, que habían sido usadas en la construcción de la usina en Rincón del Bonete.

El contratista adoptó la variante con dos zanjas de fundación.

La ataguía que formó la zanja de fundación I, la que abarcaba la usina y cuatro vanos y medio del vertedero, estaba formada por 12 celdas de 13.50 m. de diámetro, del lado aguas arriba, con el coronamiento a + 46.0 y 15 celdas de 12.50 m. de diámetro y coronamiento a + 44.50 del lado aguas abajo. Las celdas redondas quedaban separadas 1.50 m. aproximadamente, formándose la entrecelda con dos arcos de tablestacas. La unión de la ataguía celular con la orilla se hizo con una celda más pequeña, de 8 m. de diámetro, en la que las tablestacas quedaron a unos 3 m. debajo de las de la celda normal adyacente. Esas celdas pequeñas quedaron enterradas en los terraplenes que unen la ataguía celular con la orilla.

Para hacer impermeables esos terraplenes se construyó una pantalla central de madera que apoya en un zócalo de hormigón de fundación.

1) *Construcción de las ataguías celulares.* — La construcción de las celdas se inició con la colocación de la plantilla correspondiente al diámetro de la celda. Las plantillas usadas tenían respectivamente 13.30 y 12.40 m. de diámetro exterior construídas con perfiles de acero de alta resistencia (ST 52). Cada plantilla estaba formada por un anillo inferior formado por perfiles U 18 y un anillo superior formado por perfiles U 14. Esos anillos quedaban separados 4.00 m. por medio de 20 puntales verticales perisféricos hechos con perfiles L 100 × 100 × 10 y diagonales de perfiles L 30×60×5. Los anillos estaban arriostrados en su plano por 4 vigas reticuladas formadas con perfiles L de distintos tamaños (entre 15×90×7 y 90×90×9), que dejaban en el interior libre un cuadrado de 5.90 m. de lado; en el interior esas vigas estaban separadas y trabadas por vigas articuladas verticales cuyo cordón inferior era un L 80×80×8, cordón superior L 50×65×5, puntales L 100×100×10 y diagonal L 30×60×5. Sobre la parte exterior de los anillos se colocó un piso de tablones.

La plantilla estaba suspendida de cuatro patas formadas por caños de hierro de 133 mm. de diámetro; la suspensión permitía ajustar la altura a que se colocaban los anillos. El peso de la plantilla con sus patas era de 12 toneladas.

Después que la plantilla había sido colocada en posición y ajustada en altura se bajaban cuatro patas muy robustas formadas cada una por dos perfiles L P4 soldados, formando un cajón que se rellenó con hormigón, sobre los que se descarga el peso de la plantilla. Estas últimas patas se colocaban para mejorar las condiciones de apoyo de la plantilla.

Para construir las celdas se emplearon palas Menck 252 equipadas como grúas. En esas condiciones la pala resultaba capaz de levantar y mover la plantilla. La primera operación era, pues, colocar la plantilla en la posición debida y nivelarla, luego se bajaban sucesivamente ambos sistemas de patas de manera que la plantilla quedara horizontal y bien afirmada en el terreno. Luego se colocaban las tablestacas manejándolas con la pala; se comenzó por la tablestaca de unión entre celdas del lado aguas arriba y avanzando hacia ese mismo lado de manera que

la corriente apretara la tablestaca contra la plantilla.

En general las tablestacas deslizaron sin dificultad; al terminar el enhebrado se golpeó la tablestaca con el martillo neumático Demag VR 15 para hincarla en el terreno. En el suelo rocoso de Baygorria las tablaestacas no penetraron en el suelo.

La colocación de las 130 (o 116) tablestacas necesarias para cerrar una celda y la correspondiente entrecelda se hacía en unas 13 horas.

Una vez terminada la colocación de las tablestacas se comenzaba el relleno del interior de la celda. Como material de relleno se usó la piedra descompuesta de la descubierta de la cantera. Para el relleno se emplearon dos métodos sucesivamente: inicialmente se colocó el material con un grapo, de manera de formar un cono con el vértice en el centro de la celda, aproximadamente; el material allí depositado se esparció hacia los costados, a mano. Una vez que el relleno tenía suficiente altura como para asegurar la estabilidad de la celda, se levantó la plantilla y se continuó rellenando. Pero entonces el relleno se hacía volcando directamente los volquetes en la celda, aunque en esa forma el depósito quedara disimétrico.

Durante la colocación de las tablestacas, y después de terminado el relleno, un buzo verificaba el correcto asiento de las tablaestacas y calafateaba con hormigón los agujeros que hubieran quedado. Como las tablaestacas no se hincaron, este trabajo de calafateo fue muy importante para asegurar la estanqueidad.

En esa forma se construyeron sin inconvenientes las primeras celdas aguas arriba y aguas abajo, de la primera ataguía pues se trabajaba simultáneamente por ambos lados. A medida que se progresaba hacia el centro del río, la corriente iba creando dificultades cada vez mayores y finalmente se resolvió desviar la corriente para lo cual se construyó rápidamente un espigón, hecho también con material de descubierta de la cantera, que arrancando de la orilla unos *150 m.* aguas arriba de la ataguía, iba entrando en forma oblícua hacia el centro del río, de manera que su punta estaba a unos 25 m. aguas arriba de la ataguía. Ese espigón de unos *230 m.* de longitud resultó muy eficaz para crear una zona de aguas relativamente tranquilas en donde no hubo dificultades para trabajar.

La construcción de la primera ataguía se hizo del 1º/XI/56 al 2/II/57, o sea 29 celdas en un total de 94 días-calendario.

Una vez terminada la parte del vertedero que se construyó en la primera etapa, la ataguía celular se unió al pilar de separación entre la usina y el vertedero. Para eso del lado aguas abajo se construyeron dos celdas redondas en el interior de la ataguía uniéndose una de ellas al pilar de separación y del lado aguas arriba se construyeron dos muros planos, hechos con dos paredes de tablestacas Larsen, perfil III, que abrazaron al muro de hormigón. Esos muros de tablestacas estaban arriostrados con perfiles U 38 colocados horizontalmente de a pares y unidos con hierros de ∅ 75 mm.; la separación de los muros de tablestacas dependía de la altura del muro y era de 12 m. para el muro aguas arriba. El pilar 4 del vertedero se prolongó hacia aguas abajo con un muro plano hecho en la misma forma, de unos 11.50 m. de altura y unos 40 m. de longitud. Del lado aguas arriba el pilar 4 se unió a la ataguía celular por medio de otra celda circular.

En los muros planos de tablestacas se utilizaron 279,6 toneladas de tablestacas Larsen III, con 1.784 m². de superficie, 1,8 ton. de tablestacas Larsen 2; 56 ton. de tensores ∅ 75 mm. con 246 tuercas y 106 arandelas; 430 m. de perfiles U 38, 460 m. de U 30, 60 m. de U 10 y 20 m. de U 20 con un peso total de 43.1 toneladas. El espacio entre los muros metálicos se rellenó con material de descubierta de cantera.

Para construir la ataguía II se debió demoler la parte de la ataguía I correspondiente al vertedero, y con los materiales retirados (tablestacas y relleno) ir haciendo simultáneamente las celdas de la ataguía II; por lo tanto se fue haciendo desde el pilar 4 del vertedero hacia las orillas. Para ese trabajo se utilizaron las palas Menck 252 en la construcción y demolición de las celdas. En los terraplenes de arranque sobre la orilla derecha se empleó una grúa Gottwald, trabajando con grapo excavador. Los trabajos se desarrollaron sin inconvenientes y se iniciaron el día 15/IV/58 en que se demolió la celda U-11 de la ataguía I y se terminaron el día 4/VII/58.

También en esta ataguía la unión a la orilla se hizo con un terraplén con núcleo de hormigón.

Para pasar de una orilla a la otra se construyó del lado aguas arriba un puente de servicio entre ambas ataguías. Ese puente, se hizo con perfiles metálicos I apoyados sobre las cabezas salientes de los pilares 1 a 4; el tablero de madera tenía un ancho de 5,50 m. suficiente para permitir el cruce simultáneo de los camiones.

Las ataguías se comportaron satisfactoriamente y soportaron sin daños las crecidas comunes. Durante la crecida extraordinaria de abril de 1959 las aguas sobrepasaron en unos 10 m. el coronamiento de las ataguías; en esa ocasión fueron arrastrados parte de los materiales del relleno de las celdas, produciéndose socavaciones de hasta unos 3 m. El material removido fue depositado en el interior de la zanja de fundación. A pesar de esa situación extrema la ataguía soportó bien la prueba y las reparaciones se redujeron a reponer el relleno y reconstruir el puente de servicio, cuyo tablero de madera fue arrastrado por las aguas.

La demolición final de las ataguías se inició a fines de diciembre de 1959 del lado aguas abajo en la ataguía I y en enero de 1960 en la ataguía II. La demolición se hizo en forma semejante a la construcción. En primer término se quitó el relleno empleando una pala Menck con grapo; una parte del material se depositó contra la pared de la celda en demolición para aliviar la presión de las tablestacas y el resto se llevó a los depósitos en formación; también se depositó material al costado para activar el trabajo, y ese material se transportó más tarde a los depósitos. Una vez quitado el relleno en un 65 a 75% del volumen se procedió a extraer las tablestacas para lo cual se emplearon los martillos extractores Demag movidos por aire comprimido. El martillo se colgaba del gancho de la pala, usada como grúa exterior. La remoción de la primera tablestaca de cada celda daba cierto trabajo por la gran fricción desarrollada por la presión del relleno restante pero una vez aflojada y levantada en un par de metros esa primera tablestaca, el resto del trabajo era muy sencillo. El resto del relleno se quitaba antes de comenzar la demolición de la celda adyacente.

La demolición de las ataquías se hizo con un equipo en cada una de ellas y se terminó en febrero de 1960 para las celdas aguas abajo de ambas ataguías; la demolición de las celdas aguas arriba prosiguió lentamente y se terminó a principios de mayo de 1960.

2) *Instalaciones de bombeo.* — Para desagotar las zanjas de fundación y conservar luego en seco el recinto de las mismas se instalaron varios grupos de bombas. Se emplearon bombas centrífugas con capacidad para 750 m^3/hora cada una, accionadas con motores eléctricos de 50 kW. En la zanja I se instalaron 4 grupos, dos aguas arriba y dos aguas abajo; en la zanja II la disposición fue igual.

Las bombas y los motores se colocaron en plataformas a unos 4 m. sobre el nivel del fondo del río y en caso de crecientes se retiraban las bombas a un nivel más elevado o se quitaban totalmente en los casos en que se temía que la crecida sobrepasara el coronamiento de las ataguías.

Para recoger las filtraciones de la ataguía se excavó una zanja al pie de las celdas, cuyo borde se elevó con un murete de hormigón; en esas zanjas se abrieron los pozos de bombas, de unos 1.50 m. de diámetro y 2 m. de profundidad en donde tomaban las bombas, llegando a instalar hasta 9 bombas.

Luego de las crecientes se instalaron otros grupos de bombas, para acelerar el desagote de las zanjas de fundación.

Según el pliego de condiciones era de cuenta del contratista drenar las filtraciones a través de la ataguía. La estanqueidad de las ataguías era satisfactoria y en general solo trabajaba intermitentemente la mitad de los equipos instalados.

La UTE pagó aparte el drenaje de las filtraciones del terreno y el desagote de las ataguías cuando la crecida sobrepasó el nivel de garantía + 43.80 m. Las filtraciones a través del terreno fueron prácticamente nulas hasta que, al hacer la excavación para la fundación de las turbinas II y I se cortó una napa subterránea a presión, que dió caudales de cierta importancia, del orden de 200 m^3/hora. A pesar de esto, lo pagado por concepto de drenaje del terreno no alcanzó a lo previsto inicialmente.

Las filtraciones a través del terreno en la zanja II fueron insignificantes.

7.5 **Excavaciones y obras de tierra.**

Las excavaciones para las obras definitivas ascendieron a 195.400 m³ de los cuales 182.400 m³ eran de roca y 13.000 m³ de excavación calificada como común. Además de esas excavaciones se extrajeron de la cantera 57.000 m³ de excavación común en la descubierta y 84.400 m³ de roca. La arena para el hormigón que se extrajo de bancos bajo agua o de médanos, representó por su lado una excavación de aproximadamente 90.000 m³. Para el canal lateral se excavaron unos 22.000 m³ de roca y 57.000 m³ de excavación común.

Los equipos empleados se detallan a continuación:

2 Palas excavadoras universales Menck modelo M 251 con motor Diesel-Deutz de 250 HP a 650 r.p.m. con cuchara de 2 m³ de capacidad y equipos adicionales de grapo de 1.7 m³. y equipo de grúa con 23 m. de pluma.

2 Palas excavadoras universales Menck modelo M 152 con motor Diesel-Deutz de 155 HP a 700 r.p.m. con cuchara de 1.7 m³. de capacidad y equipo adicional de grapo de 1.2 m³.

1 Tractor Caterpillar D 7, con equipo de Bulldozer.

2 Tractores Caterpillar D 4, con equipo de Bulldozer.

17 Volquetes Orenstein & Koppel, modelo AS-600 con motor Diesel de 105 HP y caja volcadora de 4 m³. de capacidad nominal.

25 Martillos perforadores Flottmann CL 17 de 17 kg. de peso, consumo 1 m³. aire/min. a 6 at.

35 Martillos perforadores Flottmann AZ 20 de 20 kg. de peso, consumo 2 m³ de aire/min. a 6 at.

10 Martillos perforadores Flottmann CL 34 de 34 kg. de peso, consumo 1.2 m³ de aire/min. a 6 at.

13 Martillos perforadores Flottmann DZ 35 de 35 kg. de peso que se usan en los Wagon Drills.

20 Martillos picadores Flottmann CE 09 de 9.5 kg. de peso, consumo 0.7 m³. de aire/min.

1 Equipo para afilado de brocas.

8 Compresores móviles Orenstein & Koppel, tipo K 8 con un motor Diesel de 85 HP, que producen 8 m³. de aire/minuto.

2 Compresores móviles 0 2 K, tipo K 4 con un motor Diesel de 38 HP, de 4 m³. de aire/minuto.

1 Compresor móvil 08 K, tipo K 6 con motor Diesel de 56 HP, que produce 6 m³ de aire/minuto.

1 Compresor móvil Demag, centrífugo, tipo RVC 125, con motor eléctrico SSE de 150 HP, que produce 18 m³. de aire/minuto. (Este compresor estuvo en la cantera).

2 Tanques Flottmann para aire comprimido de 3 m³. de capacidad.

3 Tanques Flottmann para aire comprimido de 6 m³. de capacidad.

200 m. l. de cañerías para aire de ∅ 100 mm.

Las perforaciones para los barrenos se hicieron casi totalmente usando los martillos perforadores de 17, 20 y 34 kg., manejados por un hombre los dos primeros y por dos hombres el último. Los Wagon Drills, con un martillo de 35 kg., se usaron muy poco, pues debido a que el espesor de la capa de roca tipo A rara vez pasaba de 3.00 m., y que esa roca debía retirarse sin mezclarla con la roca tipo B, los Wagon Drills no resultaban económicos, siendo más conveniente el uso de los martillos más pequeños, más aptos para perforaciones de no más de 3.00 m. de profundidad. Según su profundidad los barrenos se espaciaban hasta 0.80 m. para los de 1 m. de profundidad y hasta 1.50 m. para los de 3 m. de profundidad.

Al principio en la obra se utilizaron barraminas de 22 ó 26 mm. de diámetro, con brocas separadas de diámetro 36 ó 45 mm. aproximadamente, con unión cónica entre la broca y la barra. Posteriormente se utilizaron, con mejor resultado, las barraminas monoblock con broca solidaria a la barra, en las que se ha eliminado la unión cónica que era el punto delicado del otro sistema.

Los explosivos usados han sido gelignita 62% al principio de los trabajos y luego gelatina 75%, en cartuchos de 28, 32 y 38 mm. de diámetro, según el diámetro de la perforación. Es buena práctica usar cartuchos del mayor diámetro permitido por el agujero, y usar cartuchos grandes en lugar de mayor cantidad de cartuchos pequeños.

Para hacer explotar los cartuchos se ha usado en algunos casos la mecha común y fulminantes, pero se han empleado de pre-

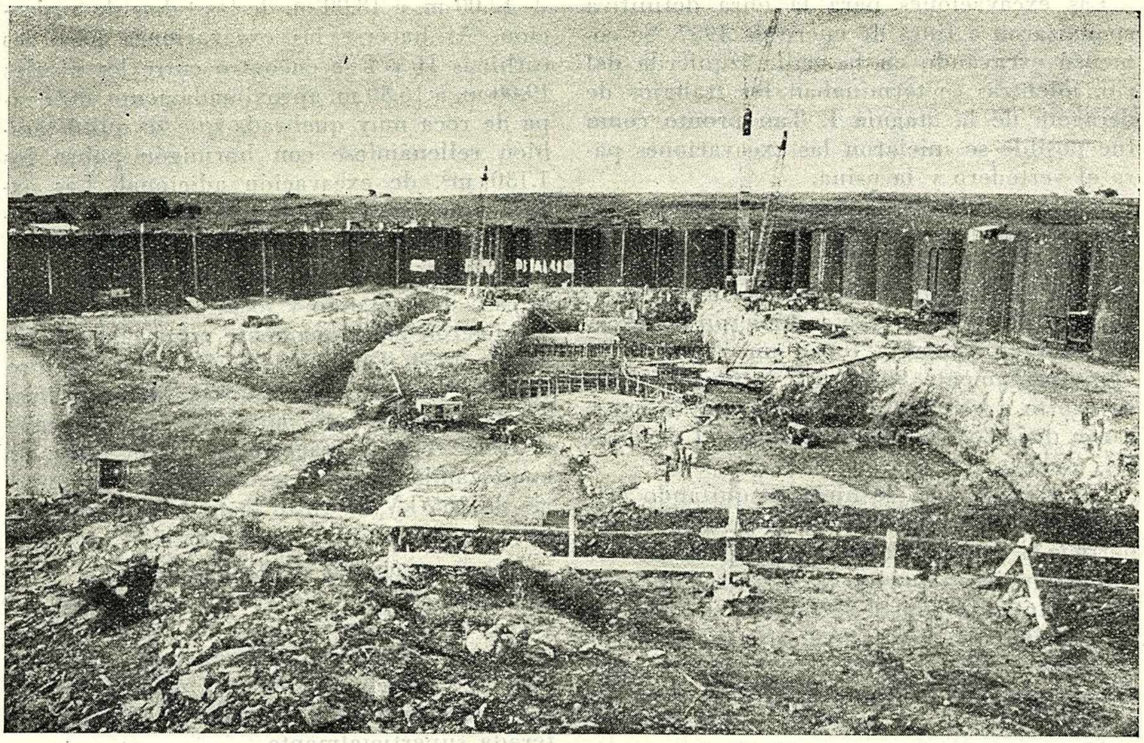


Figura Nº 20. - Vista general de la zanja I de fundación. 8 de Agosto de 1957.

ferencia los fulminantes eléctricos, que permiten hacer las voladuras de los barrenos, demorando en algunas céntimas de segundos las explosiones de las filas sucesivas de barrenos. También se ha usado mecha explosiva, con velocidad de encendido de 8000 m. por segundo. Esta mecha tiene la ventaja de que no se necesita un fulminante para cada barreno, como con las otras mechas, sino uno solo para iniciar el encendido de la mecha principal, de la que derivan las mechas a cada barreno.

Para suministrar el aire comprimido se usaron los compresores portátiles enumerados anteriormente. Cuando la necesidad de aire era inferior a la capacidad del compresor disponible, se llevó el compresor a la proximidad del sitio en que se trabajaba. Para las grandes excavaciones en las zanjas I y II de fundación se formaron baterías de 4 compresores de 8 m^3. de aire/min. cada uno que alimentaban a dos tanques de depósito intermediarios de 6 m^3. cada uno interconectados y de donde salían las cañerías que llevaban el aire a las mangueras de los martillos; de esa manera era posible atender sin dificultad una demanda de 30 m^3. durante varias horas.

Las excavaciones se hicieron empleando en general, dos turnos; en cada uno había una cuadrilla de unos 32 hombres a cargo de la preparación de los barrenos y de las voladuras y otra cuadrilla de unos 15 hombres empleada en la carga y en el transporte del material excavado. Además había otra pequeña cuadrilla que colaboraba en los trabajos de limpieza y terminación y un grupo encargado de los desagotes y del aire comprimido.

En la explotación de la cantera se siguieron los mismos métodos que en las excavaciones de la obra.

El material proveniente de las excavaciones se clasificó según fuera su destino posterior. La roca tipo A, apta para preparar áridos para el hormigón, fue llevada directamente a la planta de trituración o a depósitos para retirarla luego a medida que se necesitaba. Así con la roca extraída de la primera zanja de fundación se formó un depósito, al lado de la planta de trituración, que alcanzó un volumen de 62.400 m^3. de material suelto. La roca de tipo B_1 y B_2 fue destinada a terraplenes y rellenos. Las piedras de grandes dimensiones se apartaron, destinándolas para escolleras o revestimientos de taludes.

Las excavaciones para la obra definitiva comenzaron a fines de enero de 1957. Se comenzó excavando en la orilla izquierda del río, mientras se terminaban los trabajos de desagote de la ataguía I. Tan pronto como fue posible se iniciaron las excavaciones para el vertedero y la usina.

En la gráfica de la fig. 21 se muestra el progreso de las excavaciones. Se ve que el mayor volumen de excavaciones en la obra se hizo en dos períodos, uno de marzo a setiembre de 1957, en que se hicieron las excavaciones en la zanja I con un volumen de aproximadamente 90.000 m^3. y otro período de agosto a octubre de 1958 en que se excavaron unos 36.500 m^3. en la zanja II en unos tres meses.

Las excavaciones se hicieron quitando primeramente la capa de roca A en toda la superficie a excavar. Esta roca se presentó tal cual lo hicieron prever las perforaciones de reconocimiento; en el lecho del río la roca A formaba una capa cuya superficie se encontraba a niveles 33.50 m. a 31.00 m. aproximadamente y el fondo a niveles 30.00 m. a 28.50 m.

Al comenzarse la excavación de los muros de guardia previstos en el proyecto original se encontró entre niveles 28.00 m. y 26.00 m. aproximadamente, la capa de roca descompuesta que llamamos B1.2 formada por láminas de roca bastante sana separadas por capas delgadas de arcilla. Ese material se podía extraer directamente con los grapos de las palas. Al decidirse la remoción de todo ese material bajo los umbrales del vertedero y en la entrada a la usina se aumentaron las excavaciones en unos 27.000 m^3. sobre lo previsto en el proyecto original. Al mismo tiempo se decidió reducir en cerca de 1.00 m. el espesor de la losa del lecho amortiguador, que quedó así de 2.00 m. a 2.20 m. de espesor, pues se juzgó inútil retirar la roca A de muy buena calidad que apareció allí.

Antes de llegar al nivel previsto para las fundaciones se suspendió el uso de barrenos. La última capa de roca se quitó, en general, con herramientas de mano y martillos neumáticos picadores, para evitar que las explosiones agrietaran el terreno. Sólo en casos excepcionales se permitió hacer fogachos para quitar algunas salientes de roca dura.

Una vez terminadas las excavaciones en el vertedero se iniciaron allí los hormigonados. Se continuaron luego las excavaciones en el sitio de la usina para profundizar del nivel + 26.50 m., ya alcanzado, a los niveles + 17.00 m. a 18.00 m. de los tubos de aspiración. Al hacerse las excavaciones para las turbinas II y I se encontró entre los niveles 19.00 m. a 16.30 m. aproximadamente, otra capa de roca muy quebrada que se quitó también rellenándose con hormigón pobre los 1.130 m^3. de excavación adicional. Las excavaciones para los bloques de la usina quedaron terminadas en febrero de 1958.

Se siguió luego con las excavaciones para la casa de comando y locales accesorios, que se hicieron paulatinamente entre enero y junio de 1958. También allí al fundar el muro aguas arriba se hizo una excavación adicional de unos 470 m^3. para atravesar una capa de roca A muy fracturada. En el lugar de emplazamiento de la estación a la intemperie de 165 kV se quitó la tierra, fundándose las estructuras sobre tosca buena.

Las excavaciones dentro de la zanja II se iniciaron en julio de 1958 y se hicieron en forma totalmente similar a las de la zanja I.

La excavación para el muro de gravedad bajo el viaducto se redujo a quitar, en profundidad de unos 3 m., la capa de roca alterada superficialmente.

Los trabajos de excavación se desarrollaron muy satisfactoriamente y los cortes de la roca se ajustaron, en general, a las medidas indicadas en los planos. La roca salía bien rota, de manera que podía ser cargada fácilmente por las palas. Esto se obtuvo a cambio de un consumo de explosivos bastante elevado. Según un estudio parcial hecho por la Oficina de Contralor sobre las excavaciones en la zanja I, en el año 1957, el consumo promedio de explosivos fué de 0,27 kg/m^3. de roca.

1) *Tratamiento de las superficies del terreno.* — La limpieza del terreno en los lugares en que se hicieron obras de hormigón se hizo quitando todas las partículas sueltas de la piedra, la arcilla y el agua proveniente del terreno o de la limpieza, de manera de asegurar la mayor adherencia entre el hormigón y la roca.

Esa limpieza se hizo con chorros de aire comprimido y agua y barriendo las superficies. Las filtraciones fueron selladas o se recogieron las aguas en canaletas hacia un pozo de bombas, y en algunos casos en que las filtraciones eran de cierta importancia se colocaron caños de drenaje para evitar que hubiera agua sobre las superficies en que se hormigonaría. También se limpiaron de partículas sueltas los taludes contra los cuales

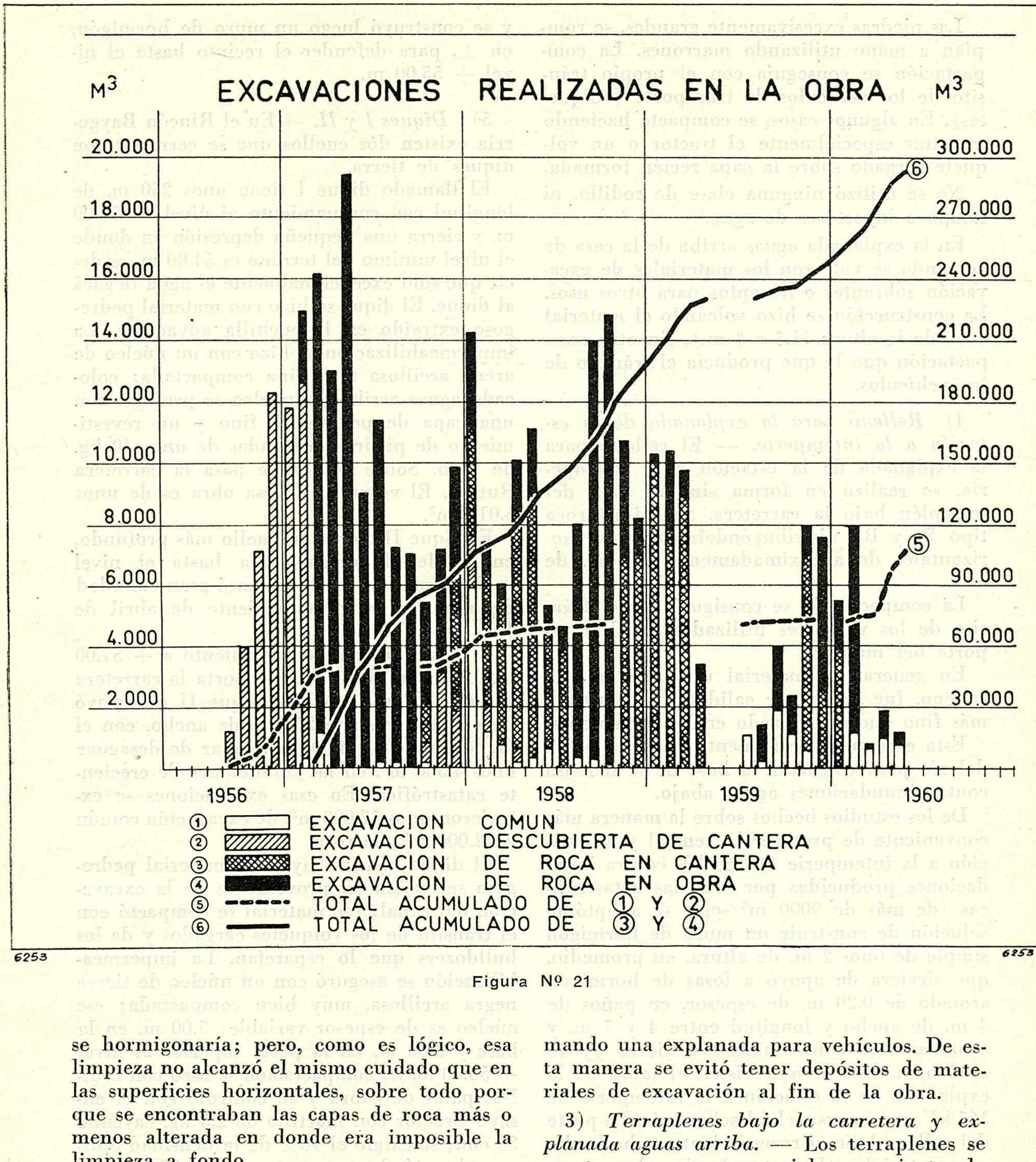


Figura Nº 21

se hormigonaría; pero, como es lógico, esa limpieza no alcanzó el mismo cuidado que en las superficies horizontales, sobre todo porque se encontraban las capas de roca más o menos alterada en donde era imposible la limpieza a fondo.

2) *Obras de tierra.* — Los materiales provenientes de las excavaciones se emplearon en construir los terraplenes que soportan la carretera, adyacentes a la casa de comando y al viaducto, en el relleno de la estación a la intemperie de 165 kV, y en rellenar delante de la casa de comando una explanada para vehículos. De esta manera se evitó tener depósitos de materiales de excavación al fin de la obra.

3) *Terraplenes bajo la carretera y explanada aguas arriba.* — Los terraplenes se construyeron con material proveniente de las excavaciones; utilizándose fundamentalmente roca B1 y roca A que no podía ser utilizada para trituración. En general, no se utilizó roca B2.

Se volcaba directamente el material extraído, distribuyéndolo con bulldozer en capas horizontales de 0.50 m. de espesor.

Las piedras excesivamente grandes, se rompían a mano utilizando marrones. La compactación se conseguía con el propio tránsito de los vehículos de transporte (volquetes). En algunos casos, se compactó haciendo transitar especialmente el tractor o un volquete cargado sobre la capa recién formada.

No se utilizó ninguna clase de rodillo, ni tampoco inyectores de agua.

En la explanada aguas arriba de la casa de comando se volcaron los materiales de excavación sobrantes o no aptos para otros usos. La construcción se hizo volcando el material en toda la altura (1.5 a 3 m.), sin otra compactación que la que producía el tránsito de los vehículos.

4) *Relleno para la explanada de la estación a la intemperie.* — El relleno para la explanada de la estación a la intemperie, se realizó en forma similar a la del terraplén bajo la carretera. Se utilizó roca tipo B_1 y B_2, distribuyéndola en capas horizontales de aproximadamente 0.50 m. de alto.

La compactación se consiguió con el tránsito de los volquetes utilizados en el transporte del material.

En general, el material utilizado en este relleno, fue de menor calidad y de tamaño más fino que el utilizado en los terraplenes.

Esta explanada se aumentó hacia la orilla del río para construir la base de la defensa contra inundaciones aguas abajo.

De los estudios hechos sobre la manera más conveniente de proteger la central y la estación a la intemperie de 165 kV contra inundaciones producidas por crecidas catastróficas (de más de 9000 m^3/seg.) se adoptó la solución de construir un muro de hormigón simple de unos 2 m. de altura, en promedio, que sirviera de apoyo a losas de hormigón armado de 0.20 m. de espesor, en paños de 4 m. de ancho y longitud entre 4 y 7 m. y armadas con doble malla de hierro $\varnothing$ 10 c/20 mm.. Esas losas revisten el talud de la explanada de la estación a la intemperie de 165 kV que se ensanchó hacia el río. La parte del relleno bajo el revestimiento se ha hecho con material pedregoso seleccionado y compacto para reducir al mínimo los posteriores asentamientos de ese terraplén, que alcanza hasta 11 m. de altura. Bajo ese terraplén se colocaron caños de drenaje de $\varnothing$ 200 mm. que recogerán las eventuales filtraciones para llevarlas a 3 pozos de bombas. El revestimiento de hormigón llega al nivel de 53 m. y se construyó luego un muro de hormigón, en $\perp$, para defender el recinto hasta el nivel + 55.00 m.

5) *Diques I y II.* — En el Rincón Baygorria existen dos cuellos que se cerraron con diques de tierra.

El llamado dique I tiene unos 250 m. de longitud con coronamiento al nivel + 57.00 m. y cierra una pequeña depresión en donde el nivel mínimo del terreno es 54.80 m. es decir que sólo excepcionalmente el agua llegará al dique. El dique se hizo con material pedregoso extraído en la cuchilla adyacente. La impermeabilización se hizo con un núcleo de arena arcillosa muy fina compactada; colocado aguas arriba ese núcleo se protegió con una capa de pedregullo fino y un revestimiento de piedras ordenadas de unos 40 kg. de peso. Sobre ese dique pasa la carretera Ruta 4. El volumen de esa obra es de unos 5.010 m^3.

El dique II cierra un cuello más profundo, en donde el terreno baja hasta el nivel + 50.00 m.. Por ese lugar pasó gran cantidad de agua en la gran creciente de abril de 1959.

El dique tiene su coronamiento a + 57.00 m., un ancho de 12 m. y soporta la carretera Ruta 4. En el lugar del dique II se excavó un canal lateral de 200 m. de ancho, con el fondo a nivel + 49.00 m., capaz de desaguar unos 4.500 m^3. en las condiciones de creciente catastrófica. En esas excavaciones se extrajeron unos 57.000 m^3. de excavación común y 22.000 m^3. de roca.

El dique se construyó con material pedregoso seleccionado, proveniente de la excavación del canal; ese material se compactó con el tránsito de los volquetes cargados y de los bulldozers que lo esparcían. La impermeabilización se aseguró con un núcleo de tierra negra arcillosa, muy bien compactada; ese núcleo es de espesor variable: 5.00 m. en la base y 2.00 m. en la parte superior al nivel + 56.00 m. La compactación se hizo con rodillos patas de cabra y se controló con el ensayo Proctor con martillo de 2.5 kg. cayendo 30 cm.; se exigió el 96% de la densidad óptima, obteniéndose pesos secos de 1.38 ton/m^3. El núcleo de tierra arcillosa se revistió con losas de hormigón simple de 20 cm. de espesor, en paños de 5 × 5 m. con juntas abiertas de 3 cm. Bajo las losas se colocó un filtro protector del núcleo, formado por una capa de gravilla de 5 cm. sobre el filtro, sobre la cual se colocó una capa de piedra partida

de tamaño 40-75 mm. de unos 10 cm. de espesor.

Para poder abrir el dique en la parte en que cierra el canal se dejaron 2 filas de caños verticales de hormigón de 20 cm. de diámetro espaciados 10 cm. en cada fila. Los caños se colocaron en las banquinas de la carretera y servirán como "cámaras" para colocar los explosivos necesarios para destruir esa parte del dique. Los caños llevan una doble tapa de hormigón, capaz de resistir el peso de los vehículos.

7.6 Obras de hormigón.

En la obra de Baygorria se colocaron 240.570 m^3. de hormigón, que se distribuyó en las distintas partes de la obra en la forma siguiente:

1.	Casa de comando, locales accesorios, local diesel y pórtico de la grúa exterior	10.710 m^3.
2.	Sitio de montaje	9.550 "
3.	Infraestructura de la usina, toberas del difusor y muro entre usina y vertedero ...	75.290 "
4.	Solera delante de entradas, solera del canal de salida y muro sobre la margen izquierda	7.440 "
5.	Superestructura de la usina.	3.200 "
6.	Umbrales del vertedero y lecho amortiguador	64.050 "
7.	Pilares del vertedero	16.400 "
8.	Puente sobre el vertedero ..	1.000 "
9.	Muro y cabeza de esclusa ..	34.320 "
10.	Muro de gravedad en la margen derecha	7.800 "
11.	Viaducto	700 "
12.	Núcleos en los terraplenes laterales y muros en alas (ambas márgenes)	3.230 "
13.	Fundaciones y canales en la estación a la intemperie de 165 kV	2.060 "
14.	Túnel de barras y bases de los transformadores principales	1.580 "
15.	Obras de protección contra crecientes en la estación a la intemperie de 165 kV	1.650 "
16.	Revestimiento de los taludes en la orilla izquierda (terraplén y espigón)	840 "
17.	Revestimiento del talud dique II	750 "
		240.570 m^3.

La cantidad de 240.570 m^3 corresponde sólo a las obras definitivas; no incluye el hormigón colocado en instalaciones del contratista, ni en las viviendas, ni el hormigón desperdiciado en el tratamiento de juntas de trabajo, en los transportes o el rechazado.

La cantidad total de hormigón preparado en la torre de hormigón fue de unos 245.000 m^3. y unos 1.500 m^3 más se prepararon (para terminar los trabajos numerados 15, 16 y 17) en una instalación portátil, que funcionó desde mediados de mayo de 1960 hasta la terminación de la obra.

En la gráfica de la figura 22 se indican los volúmenes de hormigón colocados mensualmente hasta fines de mayo de 1960.

1) *El cemento.* — Para toda la obra se usó cemento fabricado por la A.N.C.A.P. en su planta del Departamento de Lavalleja.

En el cuadro VI se dá la composición media del cemento, en el período enero 1959 - abril 1960, indicándose también los máximos y mínimos de cada componente en el período considerado.

Cuadro VI
Composición del cemento A.N.C.A.P.

	Promedio %
Sílice combinada (SiO_2)	21,80
Oxido de aluminio (Al_2O_3)	5,26
Oxido de hierro (Fe_2O_3)	2,36
Oxido de calcio ($Ca.O$)	62,15
Oxido de magnesio (MgO)	4,19
Anhidrido sulfúrico (SO_3)	1,89
Cal libre	0,60
Residuo insoluble	0,44
Pérdida al rojo	1,17
Expansión (autoclave)	0,50
Resistencia a la compresión a 7 días del mortero normal ...	305 kg/m^2.
Fraguado: principio (mínimo).	2h00
Fraguado: fin (máximo)	5h00

La finura del cemento es superior a 3.300 cm^2/gr. (Blaine) o un residuo inferior a 7% sobre el tamiz Nº 200 U.S.

NOTA: Se utilizaron los resultados del contralor sistemático hecho mensualmente en el Instituto de Ensayos de Materiales y en el Instituto de Tecnología y Química de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura. La proporción de los óxidos de aluminio y de hierro ha sido determinada por ensayos hechos en el Laboratorio de A.N.C.A.P.

De acuerdo con esos ensayos el cemento cumple con la norma UNIT 20-55.

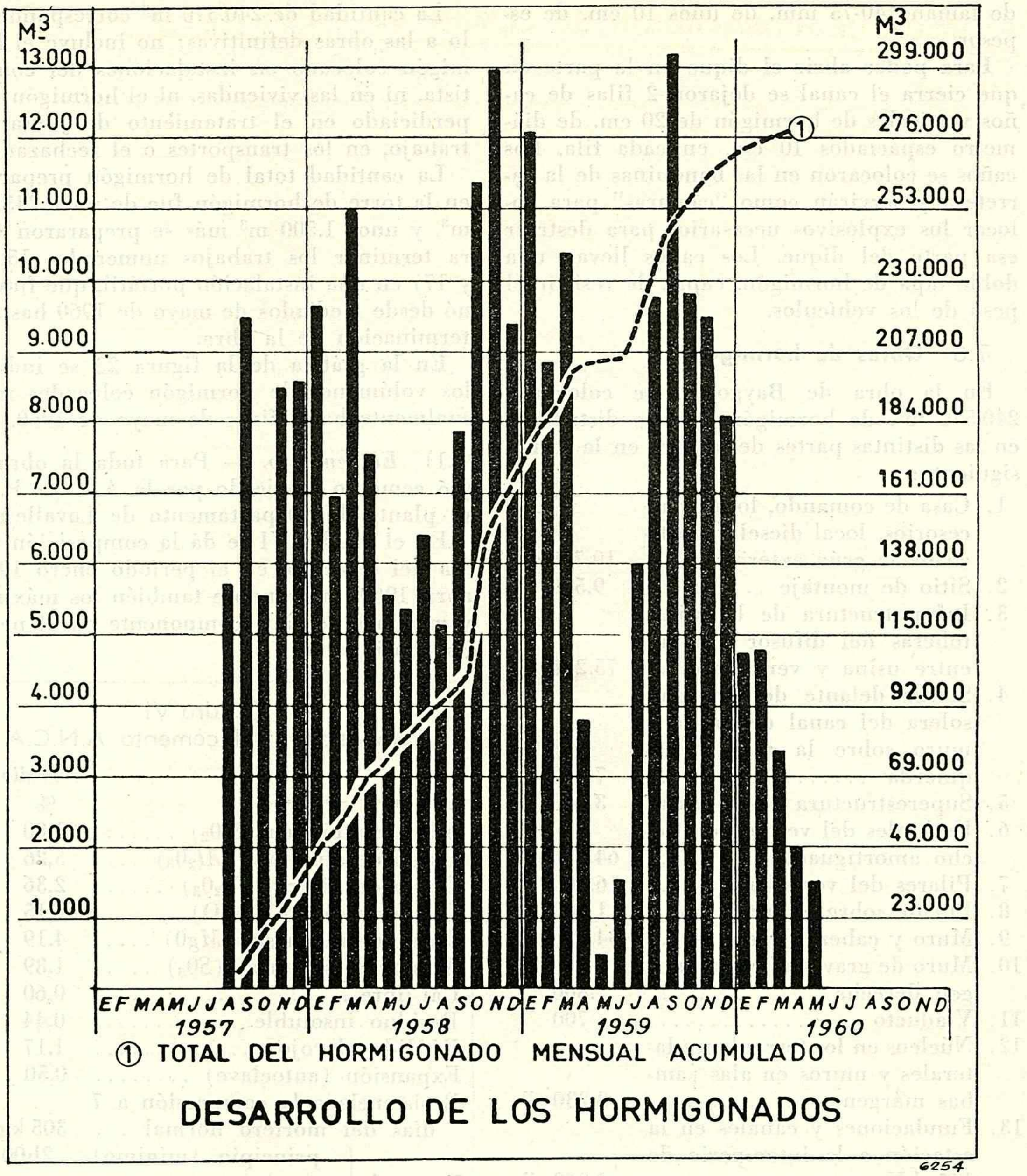


Figura Nº 22

Para determinar directamente el calor de hidratación se hicieron en el Laboratorio de A.N.C.A.P. varias series de experiencias. Los ensayos se hicieron según la Norma ASTM C. 186-55 y los resultados se indican en el cuadro VII.

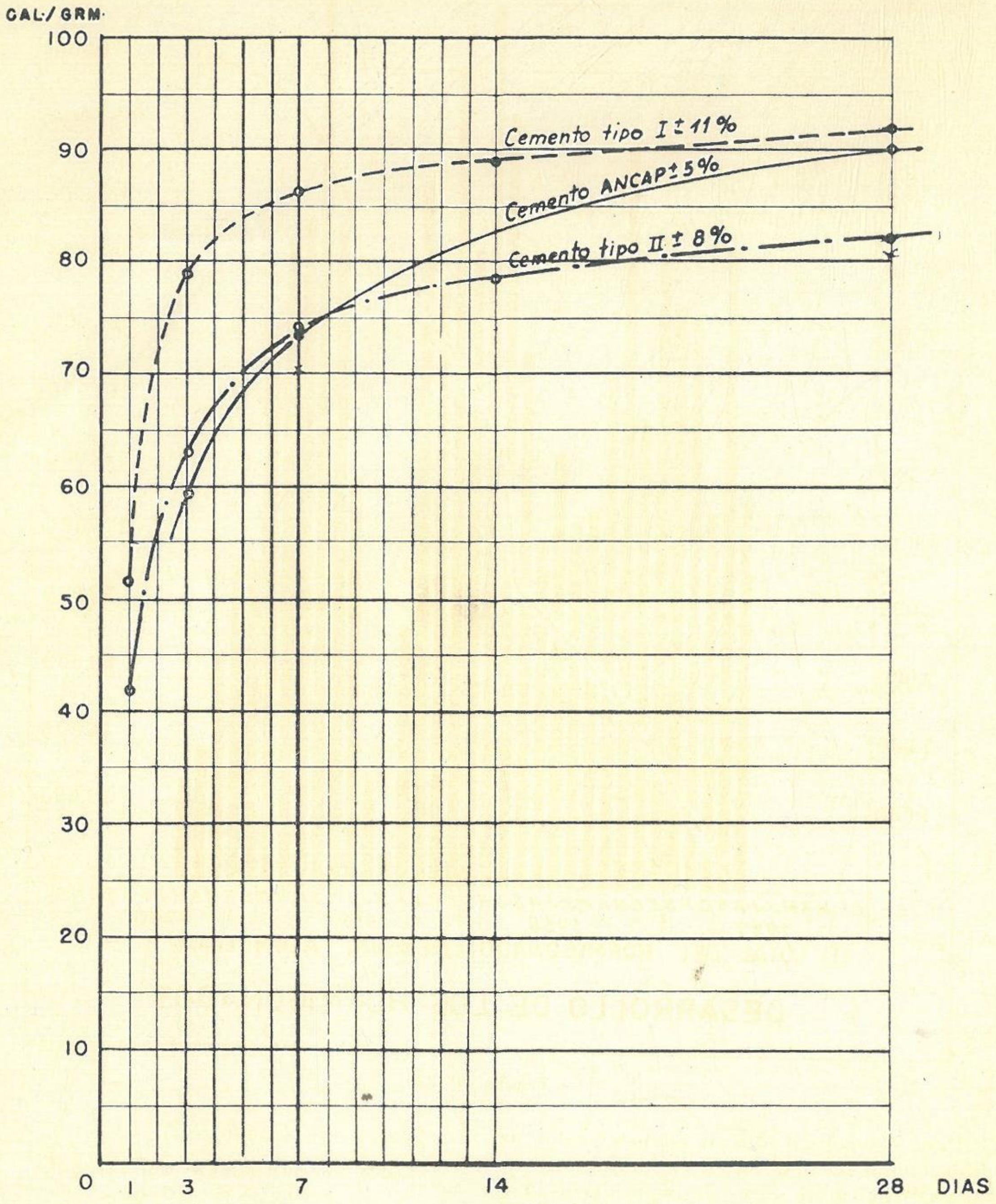
En la figura Nº 23 adjunta se han trazado gráficas que representan el promedio de los calores de hidratación del cemento ANCAP y de cementos tipo I y II norteamericanos,

Cuadro VII

Calor de hidratación del cemento A.N.C.A.P. Cal/gr.

	Promedio	*Máximo*	*Mínimo*
A 3 días .	58.8	61.3	55
A 7 días .	72.7	76.8	70.9
A 28 días .	90.3	95.9	83.0

CALOR DE HIDRATACION DE CEMENTOS TIPOS I, II Y ANCAP



REFERENCIAS: "Concrete Manual"-Bureau of Reclamation -1955

"Special Cements for Mass Concrete"- II Congreso de Grandes Presas. Wash. 1936

"Long Time Study of Cement Perfomance in Concrete A.C.I - Vol. 19-1948

8 Series de experiencias hechas en el Laboratorio de ANCAP

Figura Nº 23

indicándose a la vez la dispersión de los valores máximos y mínimos. Se ve que el desarrollo de calor en el cemento ANCAP corresponde al del cemento II en los primeros días y luego se asemeja al cemento tipo I.

2) *Puzolanas.* — Se había previsto la posibilidad de emplear puzolanas para disminuir en parte los problemas térmicos y mejorar la durabilidad.

Como es sabido, se denominan "puzolanas" a materiales que sin ser cementantes por sí mismos, contienen constituyentes que pueden reaccionar con la cal a temperaturas ordinarias y en presencia de agua, para formar compuestos estables insolubles que poseen propiedades cementantes.

El cemento portland forma al hidratarse, entre otros productos, hidrato de calcio ($Ca(OH)^2$), que contribuye poco o nada a la resistencia del cemento endurecido y que, en cambio, es fácilmente vulnerable al ataque químico. Este puede producirse por el ataque de aguas ácidas que forman con el $Ca(OH)^2$ sales de calcio solubles, o por la mera acción de disolución, y posterior lavado del $Ca(OH)^2$ en aguas muy puras. También el anhidrido carbónico disuelto en el agua ataca al $Ca(OH)^2$ formando carbonato de calcio insoluble, pero que en segunda instancia forma bicarbonato de calcio fácilmente soluble. En presencia de la puzolana, el hidrato de calcio se combina con los elementos activos de aquélla dando hidrosilicatos e hidroaluminatos de calcio, insolubles y de propiedades cementantes.

El calor desarrollado durante el endurecimiento de un cemento adicionado con puzolanas es menor que el del cemento solo pués la puzolana desarrolla una cantidad de calor mucho menor que el cemento, al que ha sustituído.

Los morteros y hormigones hechos con cementos puzolánicos requieren un curado más cuidadoso que los hechos con cemento portland sólo.

Las puzolanas pueden ser naturales o artificiales.

En lugar de puzolanas propiamente dichas la empresa constructora ha propuesto el uso de "Thurament". Es este un producto artificial, de origen alemán, preparado a partir de escoria granulada básica de altos hornos. Se exije que su composición sea tal que la relación (en peso) $\frac{CaO + MgO + Al_2O_3}{Si\ O_2}$

$\geqslant$ 1. como para todos los aglomerantes a base de escorias de altos hornos, según la Norma DIN 1164.

Según ensayos hechos en el Laboratorio de ANCAP la composición y propiedades del "Thurament" son las siguientes:

	%
Sílice combinada (SiO_2)	33.52
Oxido de aluminio (Al_2O_3)	10,55
Oxido de hierro (Fe_2O_3)	0,96
Oxido de calcio ($Ca\ O$)	45,06
Oxido de magnesia (MgO)	2,75
Oxido de manganeso (Mn^2O^3)	1,15
Cal libre	0,00
Azufre (S)	1,73
Anhidrido sulfúrico (SO_3)	1,91
Residuo insoluble	0,58

Finura — Residuo sobre el tamiz 200 U.S = 3,5%

Calor de hidratación a 28 días = 29 cal/gr.

Esta determinación por el método de la Norma ASTM.C.189-55 es dificultosa porque la pasta queda muy húmeda, por varios días, dentro del tubo de vidrio hermético en que se le coloca. Por esta causa no fue posible determinar correctamente el calor de hidratación del Thurament a 3 y 7 días.

Según resultó de estos ensayos el Thurament no corresponde exactamente a una puzolana, pues tiene propiedades hidráulicas latentes, ya que la pasta hecha con agua se endurece lentamente, lo que no ocurre con las llamadas puzolanas.

El empleo del Thurament se decidió en base a la experiencia hecha de su utilización (mezclado con cemento) en obras hidráulicas en Alemania.

En la obra se emplearon 4.895 toneladas de Thurament.

3) *Agentes aireantes.* — Para mejorar la trabajabilidad sin aumentar el contenido de agua de las mezclas se emplearon agentes productores de burbujas de aire.

Estos agentes aireantes no se usaron sistemáticamente, pues no existe el problema de la helacidad, sino en los hormigones que re-

querían mayor trabajabilidad que la que se obtenía habitualmente con pasta de cemento.

Se utilizó el "Frioplast", que se incorporó en forma líquida.

La cantidad de agentes aireantes empleada fue de unos 26.000 kg.

El aire incorporado a los hormigones se determinó por medio del aparato Washington. Se encontró que las mezclas sin agentes aireantes tenían un contenido de aire de 1,0%, para las mezclas con áridos gruesos, y de 1,5% para las mezclas con áridos hasta 40 mm.; los hormigones con Frioplast tenían 2,2 y 3,8% de aire, respectivamente.

4) *Los áridos.* — Los áridos que se emplearon procedían de distintas fuentes. Se clasificaban con los tamaños nominales siguientes:

Aridos finos:	0-0,3 mm. 0,3-2,0 mm. 2,0-5,0 mm.
Aridos gruesos:	5-20 mm. 20-40 mm. 40-75 mm. 75-150 mm.

En el cuadro VIII se indican las procedencias de los áridos naturales y las granulometrías que resultan de la cantidad de ensayos de tamizado indicados en el cuadro.

La arena de tamaño 0-0,3 mm. se sacó durante los primeros meses de un médano muy extenso a unos 3,5 km. de la planta, en el Dpto. de Durazno. Los estudios preliminares hechos mostraron que esta arena cumplía con las condiciones impuestas, (Norma UNIT 84-52). La arena del médano tenía granulometría comprendida de 0,1 a 0,5 mm.; el peso específico resultó de 2,52. El módulo de finura promedio resultó de 1,16, con máximo de 1,24 y mínimo de 1,04. Respecto al tamaño nominal de clasificación 0,3 tenía un "oversize" de 23% aproximadamente. A partir del mes de setiembre de 1958 se sacó esta arena del banco I, situado en la orilla derecha del río a 1 km. de la obra. Ese banco no se explotó anteriormente pues allí había muy poca profundidad normalmente para el calado de las chatas cargadas; por lo tanto la extracción de arena se inició cuando fue posible hacer el transporte por tierra. La arena del banco I tenía mayor proporción de arena de tamaño mayor que 0,3 mm. que la del médano pero esto no tuvo influencia apreciable.

La arena de tamaños 0,3-2,0 mm. se obtenía por tamizado húmedo de arena extraída de varios bancos en el río, como se indica en el cuadro. Su módulo de finura promedio, después de clasificada, ha sido de 2,07, pero variando entre 1,94 y 2,50. La instalación de tamizado bajo agua dejaban "oversize" de 2,5% y "undersize" de hasta 20% en promedio, pero esos valores fueron excedidos en muchos casos individuales. El peso específico de estas arenas naturales, siliceas, fue de 2,55 ± 0,02.

Estas dos arenas se mezclaban con dosificadores de sacudidas resultando una arena de tamaños 0-2 mm. que es la que se llevaba al depósito de la torre de hormigonado. Esta arena mezclada tenía un módulo de finura promedio 1,69 con ± 0,06, y oversize de hasta 1,5%. El peso específico fue de 2,52 ± 0,01.

La arena de tamaños 2,0-5,0 mm. se obtenía por mezcla de arenas clasificadas procedentes de los bancos del río y arenas obtenidas por trituración. Resultaba una arena mezclada que, dió un módulo de finura de 4,70 ± 0,03 pero con "undersize" de hasta 20% y "oversize" de 4% en promedio.

Al ser usadas para preparar el hormigón, las arenas tenían, habitualmente las humedades que se indican a continuación:

Procedencia	*Humedad (en porcentaje)*		
	Promedio	*Máximo*	*Mínimo*
Menéndez . . .	4,4	7,5	2,7
Banco I	4,1	5,5	2,8
Banco II	4,6	3,0	1,9
Banco III . . .	5,1	7,2	3,7
Mezcla 0-2 . .	4,5	5,7	3,2

Los áridos gruesos también resultaron clasificados con exceso de tamaños menores que el nominal (undersize), como se ve en el cuadro VIII.

Al romperse el basalto, da trozos de aristas vivas y con tendencia a las formas planas, y/o alargadas, por lo cual las mezclas resultan bastante ásperas.

El peso específico del árido grueso fue de 2,82 ± 0,01 para el tamaño 5-20 mm. y de 2,90 ± 0,02 para los tamaños mayores.

5) *Dosaje y control de los hormigones.* — En el pliego de condiciones no se establecieron los dosajes de los hormigones, limitándose a establecer condiciones muy gene-

Cuadro VIII. — Granulometria de los áridos para el hormigón

Material	*Menend.*	*Banco I km. 307*	*Banco I Nuevo km. 306.5*	*0,3-2 Yi*	*0,3-2 P. Toros km. 369*	*0,3-2 Banco II km. 310*	*0,3-2 Banco III km. 320,5*	*0-2*	*2-5*	*5-20*	*20-40*	*40-75*	*75-150*
Nº de tamiz.	45	258	127	5	42	42	143	342	664	81	81	81	
150													——
75												0.2	73.0
40											0.1	73.9	99.4
20										0.3	86.7	99.1	100.0
5										88,1	99.9	100.0	100.0
Fondo											100.0	100.0	100.0
9.520									0.3				
5.000									4.0				
4.760				0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.2	95.1			
2.380		0.3	0.2	1.9	1.9	0.3	0.3	0.4	69.4	99.2			
2.000		0.5		2.5	3.5	1.4	2.3	1.3	79.5	——			
1.190	0.0	0.7	0.9	14.6	15.0	3.3	6.6	3.5	96.1	99.8			
0.590	0.4	3.4	5.7	46.2	41.7	11.4	24.6	10.9	98.7	99.9			
0.297	21.8	50.8	37.4	88.2	85.9	80.1	82.4	56.7	99.4	100.0			
0.149	93.9	97.7	62.6	99.4	99.1	99.3	99.5	97.2	99.7	100.0			
0.074	99.7	99.9	99.4	99.8	100.0	100.0	100.0	99.9	99.8	100.0			
Fondo	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0			
M. F.	1.16	1.53	1.07	2.50	2.44	1.94	2.13	1.69	4.69	——	——	——	——
Over-size				2.5%	3.5	1.4	2.3	1.3	4.0	0.3	0.1	0.2	——
Under size				11.8%	14.1	19.9	17.6	——	20.5	11.9	13.3	26.1	27.0

rales y dejando el estudio detallado de los dosajes para la Dirección de la obra, después que se dispusiera de los materiales que se emplearían en la obra. Por lo tanto los hormigones para la obra pudieron estudiarse a partir de la instalación de la planta de preparación de los áridos, en julio de 1957.

Los cálculos estáticos establecieron que el hormigón estructural debía tener resistencias a la compresión de 225 kg/cm^2 a 300 kg/cm^2 en ensayos sobre ejemplares cúbicos, de 20 cm. de arista, rotos a 28 días, de acuerdo con las normas alemanas que se siguieron para la preparación de los planos de ejecución.

Para atender a las necesidades de resistencia, durabilidad, trabajabilidad y facilidad de colocación en los moldes y entre las armaduras, se emplearon varios dosajes que difieren en el contenido de cemento y agua y en el tamaño máximo de los áridos. El criterio básico adoptado ha sido el de emplear el mínimo de cemento compatible con la resistencia y durabilidad y con tal que resultara una mezcla que pudiera colocarse y compactarse sin demasiada dificultad o trabajo. Al reducir el contenido del cemento se redujo a la vez el costo del hormigón y la cantidad de calor desarrollado durante la hidratación del cemento. Respecto a la durabilidad se tuvo en cuenta la experiencia satisfactoria de la central hidroeléctrica Rincón del Bonete, en donde el hormigón se hizo también con arena natural del río, áridos gruesos provenientes de basalto triturado y con una relación agua/cemento comprendida entre 0,58 y 0,60. Por lo tanto se tuvo el valor 0,60 como un máximo, excepto para el interior de las partes de hormigón en grandes masas, en donde la relación agua/cemento se limitó al máximo de 0,70.

Las mezclas se proyectaron inicialmente con el criterio granulométrico de Faury, que algunos ensayos preliminares mostraron como bastante adecuado al tipo de áridos disponibles, y luego se corrigieron en base a la experiencia, para mejorar la trabajabilidad y/o el rendimiento de la mezcla.

En el cuadro IX se indica la composición de las mezclas más usadas en la obra. Hubieron otras más cuya composición no se detalla pues sólo se emplearon muy poco o no pasaron de ser ensayos de laboratorio.

Corresponde señalar que, con carácter general y debido a la naturaleza y forma de los áridos, los hormigones resultaban poco plásticos. Después de varios ensayos comparativos se decidió utilizar el ensayo de asentamiento en cono (slump test) para medir y comparar la trabajabilidad de las mezclas; más adelante se expresan los valores usados.

Dado el elevado peso específico del basalto, los hormigones endurecidos tenían un peso específico de 2,52 ± 0,03 ton/m^3. Las diferencias dependen de la composición y del contenido de aire.

Para el estudio de las propiedades térmicas interesa indicar que se midió la difusividad del hormigón (en ejemplares cilíndricos de mezclas de fórmula 21) obteniéndose el valor 0.0072 cm^2/seg. en unidades c.g.s.

Los hormigones empleados pueden clasificarse en tres grandes grupos cuyas características generales son las siguientes:

Hormigón de masa, — Tamaño máximo de áridos 150 mm. y posteriormente 120 mm., contenido de cemento de 180 a 220 kg/m^3. y relación agua/cemento de 0,60 a 0,70 (Fórmulas 13, 22, 49, etc.).

Este tipo de hormigón se empleó en los umbrales del vertedero, en el muro de esclusa, en el muro de separación entre usina y vertedero y en el muro de gravedad de la margen derecha. En las caras al exterior (a la intemperie o en contacto con agua) el dosaje de cemento se aumentó de 180 a 220 kg/m^3. En las caras en contacto con el agua se sustituyó por Thurament el 25% del peso del cemento.

Inicialmente se usaron mezclas muy secas con una relación agua/cemento de 0,55 obteniéndose resistencias a la compresión de unos 280 kg/cm^2 (en cubos) pero con asentamiento de sólo 5 a 12 mm.; estas mezclas requerían una vibración muy cuidada para su compactación. Luego se aumentó el contenido de agua y las mezclas se colocaron sin dificultad con un asentamiento de 15 a 30 mm. (máximo 40 mm.); la resistencia bajó a unos 180 kg/cm^2, superior a la requerida, pues las tensiones máximas a que están sometidas las partes de la obra en que se usaron estos hormigones han sido calculadas en 48 kg/cm^2 (en el muro entre usina y vertedero).

Hormigón estructural común. — Tamaño máximo de áridos 75 ó 40 mm.; contenido de cemento de 220 a 295 kg/m^3 y relación agua-cemento 0,55 a 0,58. Se emplearon muchas fórmulas de dosajes en este tipo de hormigones (ver cuadro IX). Es para estos hormigones que se emplearon agentes aireantes. En general se emplearon las fórmulas con 270 kg. de cemento por m^3; los dosajes ma-

Cuadro IX. — Hormigones usados en la obra

Fórmula Nº	*Arido máximo* mm.	*Relación A/C en peso*	*Aglomerantes* Cemento kg/m³	*Aglomerantes* Thur. kg/m³	*Aglomerantes* Frioplast kg/m³	*Peso (Kg.) en balanza de áridos secos para 1 m³ (sin corrección de tamaños)* 0-2	2-5	5-20	20-40	40-75	75-150 (120)	*Observaciones*
13 (a)	150	0,60	180	—	—	439	225	377	309	294	507	
49 (a)	150	0,70	180	—	—	447	212	415	338	318	555	Corrección de la curva de Faury
19	150	0,60	220	—	—	439	225	377	309	294	507	Deriva de la 13 aumentando el cemento
22	150	0,55	220	—	—	457	232	395	322	304	530	Deriva de la 22 corrig. el rendimiento
11 (a)	75	0,53	220	—	—	416	299	413	239	695	—	
12	75	0,54	220	—	—	429	295	213	420	695	—	Corrección experimental de la 11
25	75	0,58	250	—	—	459	309	477	330	600	—	Deriva de la 11
48	75	0,58	187	63	—	536	316	492	332	600	—	
32	75	0,58	187	63	—	459	309	477	330	600	—	
37	75	0,58	270	—	—	459	309	477	330	600	—	
38	75	0,58	202	68	—	459	309	477	330	600	—	
47	75	0,58	270	—	—	459	309	477	330	600	—	
46	75	0,58	202	68	0,81	459	309	477	330	600	—	
17 (a)	40	0,55	270	—	—	487	215	448	791	—	—	
21	40	0,55	270	—	—	524	229	485	843	—	—	Correc. de la 17 para mejorar rendim.
31	40	0,55	202	68	—	524	229	485	843	—	—	
35	40	0,55	270	—	1	524	229	485	843	—	—	
36	40	0,55	202	68	0,81	524	229	485	843	—	—	
26	40	0,58	295	—	—	474	206	485	843	—	—	
33	40	0,58	220	75	—	474	206	485	843	—	—	
41	40	0,58	295	—	1,20	474	206	485	843	—	—	
39	40	0,58	220	75	1,20	474	206	485	843	—	—	
27	40	0,55	320	—	—	457	200	485	843	—	—	
34	40	0,55	240	80	—	457	200	485	843	—	—	
50	40	0,55	320	—	1,28	457	200	485	843	—	—	
40	40	0,55	240	80	1,28	457	200	485	843	—	—	
51	20	0,46	470	—	—	604	349	819	—	—	—	
44	40	0,33	250	—	—	—	—	—	1400	—	—	Hormigón poroso.

yores se usaron cuando se requerían mezclas muy plásticas.

Estos fueron los hormigones empleados en la mayor parte de la obra en que se colocaron armaduras: se usó en los pilares del vertedero, en la sala de máquinas, en la casa de comando y demás edificios, en la carpeta de los umbrales del vertedero, en el muro del lecho amortiguador, en la solera del canal de salida de la usina, en el muro sobre la orilla izquierda que la limita, en las vigas del puente y en el viaducto.

En estas mezclas se notaba más la aspereza debido a la conformación de los áridos gruesos. Para poder colocar estos hormigones se adoptaron los siguientes valores de asentamiento normal:

25 a 65 mm. para las partes densamente armadas.

20 a 55 mm. para las partes armadas.

Respecto a esos valores se alcanzaron máximos de 80 mm. para las partes en que la colocación del hormigón era muy difícil y se colocaron también esporádicamente mezclas con asentamientos mínimos de 10 mm.

Hormigón estructural de mayor resistencia. — Tamaño máximo del árido 40 mm. y contenido de cemento entre 290 y 320 kg/m^3. La relación agua-cemento estuvo comprendida entre 0,55 y 0,58.

Estos hormigones se usaron en las partes de la obra más exigidas: apoyos de los puentes, muros de los pasajes de agua, vigas prefabricadas del techo de la sala de máquinas, anillo de garganta de las turbinas y viga anular del piso de máquinas, y en los rellenos detrás de las piezas metálicas.

Los cálculos de esos elementos de la estructura se hicieron para un hormigón de resistencia a la compresión de 300 kg/cm^2., en cubos a los 28 días. Esa resistencia se obtuvo sin dificultades, con el uso de agentes aireantes cuando se necesitaba gran plasticidad.

6) *Ensayos de los materiales.* — En la obra se instaló un laboratorio bien equipado para hacer los ensayos de los áridos y de los hormigones. Normal y regularmente se hicieron los siguientes ensayos: ensayo de tamizado de los áridos y determinación de sus impurezas, pesos específicos y humedad; ensayos de resistencia a la compresión y a la tracción de los hormigones, ensayos de permeabilidad y ensayos comparativos de trabajabilidad de las mezclas frescas. También se han hecho algunos ensayos especiales.

Las muestras del hormigón se extraían normalmente al pie de la torre de preparación del hormigón.

En el pliego de condiciones se había establecido que los hormigones se ensayarían según las normas uruguayas UNIT, que prescriben ejemplares cilíndricos. Como las resistencias especificadas en los cálculos estáticos se refirieron a los ejemplares cúbicos de las normas alemanas, las muestras para ensayos se sacaron con ejemplares cúbicos y con ejemplares cilíndricos.

Cada muestra comprendía, en general, 3 ejemplares para romper a 7 días, y 3 ejemplares para romper a 28 días; también con cierta frecuencia se sacaron muestras para ensayos a mayor edad, y muestras para ensayos de tracción.

El total de ejemplares ensayados fue el siguiente:

Ensayos de compresión:

3.400	ejemplares	cilíndricos	15 × 30 cm.
381	"	cúbicos	20 cm. de lado.
2.370	"	"	30 " " "

Ensayos de tracción:

72 ejemplares cilíndricos 15 × 30 cm.

La humedad de los áridos se verificaba normalmente 2 veces por día por lo menos, y siempre que se sacaban muestras de hormigón, y las granulometrías se determinaban 2 veces al día para las arenas y una vez por semana para los áridos gruesos, que por ser tamizados previamente resultaban muy constantes en su granulometría.

La Oficina de Contralor mantuvo permanentemente un ingeniero y dos ayudantes en el laboratorio. Por su parte el Consorcio tenía un ingeniero. Además trabajaron en el laboratorio 3 ó 4 operarios.

También la Oficina de Contralor mantuvo permanentemente un sobrestante en la torre de preparación del hormigón.

7) *Encofrados.* — En toda la obra sólo se usaron encofrados de madera.

Los encofrados comunes se hicieron con madera de pino cepillada, pues así se aumentaba la duración de las tablas. Los tableros se reforzaron con tirantes exteriores y se

sujetaron con riendas y tensores. Este tipo de construcción se empleó en las superficies no vistas o que serían recubiertas con revoques o revestimientos. De este tipo se colocaron unos 100.000 m².

En las caras vistas de los pilares del vertedero, y de los muros laterales que lo limitan se emplearon encofrados hechos utilizando tableros de madera compensada de 30 mm. de espesor y 1,20 × 4,00 m. de superficie. Estos encofrados, de 1,50 a 2,00 m. de altura, se hicieron de manera que fuera posible elevarlos sujetándolos en los anclajes dejados en el hormigón de la etapa anterior. En la junta horizontal entre cada etapa se dejó una buña triangular de 5 cm. de base que disimulaba la junta y formaba además un efecto decorativo. La superficie obtenida con estos encofrados ha quedado muy lisa y bien terminada. De estos encofrados se colocaron unos 10.000 m².

Las fachadas de los edificios se construyeron con encofrados especiales de madera con medio machimbre y disponiendo las tablas vertical ú horizontalmente para obtener un efecto decorativo. De estos encofrados se colocaron unos 3.200 m².

Los encofrados de los pasajes de agua constituyeron por sí mismos una obra especial y se dan más detalles de ellos al tratar la construcción de la sala de máquinas.

8) *Armaduras.* — Para reforzar el hormigón se usaron aceros tipo I y III de la norma alemana. El acero tipo I es acero dulce con límite de fluencia de 2.200 kg/cm² y resistencia mínima de 3.400 kg/cm². La ductilidad en la rotura es de 18%. Es un acero soldable. S emplearon 4.600 ton. de este tipo de acero.

El acero tipo III tiene un límite de fluencia de 4.000 kg/cm² y resistencia mayor de 5.000 kg/cm². Se empleó acero tipo IIIa que es de superficie lisa y ductilidad 18% y tipo IIIb que tiene la superficie corrugada y ductilidad 8%. Este tipo de acero se empleó en las partes de la obra muy tensionadas, en donde el uso del acero I hubiera requerido muchos cm² de sección que dificultarían la colocación del hormigón. Se emplearon 3.650 t. de acero tipo IIIa y 423 t. del tipo IIIb.

Las barras IIIa se unieron por soldadura eléctrica a tope, porque la disposición de la armadura lo permitía. En los planos de armaduras se habían indicado los lugares en que debían hacerse las soldaduras para evitar que coincidieran varios empalmes en una misma sección. Las barras verticales se emplearon por yuxtaposición, de acuerdo con las normas.

9) *Juntas de dilatación.* — El espacio dejado para la dilatación se rellenó con placas de fibra de leña prensada e impregnada con bitumen, que cumplían con las prescripciones de la Norma ASTM D544. Se usaron unos 10.000 m² de placas de 12 mm. de espesor y unos 310 m² de placas de 20 mm. de espesor.

Para hacer estancas las juntas de dilatación en los lugares sometidos al agua, se emplearon bandas especiales de cloruro de polivinilo blando, que podían soldarse por calor. Estas juntas son relativamente elásticas y permiten pequeños movimientos relativos de los dos bloques de hormigón adyacentes.

Se usaron bandas de 25 cm. de ancho, con dos tubos en los bordes y un cordón hueco ovalado en el centro de la banda; este cordón se coloca en el espacio libre de la junta. Estas juntas se colocaron a pocos centímetros del paramento expuesto al agua.

Para sellar las juntas de hormigonado de la usina se emplearon las mismas juntas de 25 cm. de ancho y otras más pequeñas, de 10 cm. de ancho y con sólo un ensanchamiento tubular al centro.

Se emplearon unos 1.400 m. de bandas de 25 cm. de ancho y unos 800 m. de bandas de 10 cm. de ancho.

10) *Colocación del hormigón.* — Una vez que el personal del Consorcio terminaba la colocación de los encofrados, de las armaduras y la preparación de la superficie del terreno o del hormigón anteriormente colocado, el personal de la Oficina de Contralor procedía a verificar la alineación y la verticalidad de los encofrados, la disposición de las armaduras y el estado de las superficies contra las cuales se procedería a hormigonar.

Antes de colocar una capa de hormigón se limpió la superficie del terreno, como ya se dijo anteriormente y también se preparó la superficie del hormigón viejo quitando la capa superior de lechada que se formaba en la superficie, para dejarla áspera. Para facilitar esta preparación, en general, se lavó la superficie del hormigón a las pocas horas de colocado, vale decir cuando la lechada se desprendía con facilidad, pero la masa del hormigón ya estaba sólida. El lavado se hacía con un pico doble de agua y aire que quitaba sin dificultad la lechada aún no muy en-

durecida. El lapso entre la terminación del hormigonado y el lavado varió entre 5 y 8 horas, según la temperatura ambiente. En los casos en que la lechada superficial se había endurecido tanto que no resultaba posible quitarla de esa manera, la limpieza se hizo con un chorro de arena a presión y posterior lavado con agua a presión.

Antes de colocar el hormigón fresco se mojaba la superficie del hormigón. La colocación del hormigón se hizo por capas horizontales de 0,30 a 0,50 m. de espesor y cada etapa de hormigonado tenía espesores de 1,50 a 2.00 m., formadas por 3, 4 ó 5 capas.

Para evitar que el hormigón estuviera endurecido antes de colocar la capa superior la colocación se llevaba escalonada en todo el ancho del paño a hormigonar, de manera que cada capa se formaba aproximadamente 1,50 m. detrás de la capa subyacente. De esta manera progresaba el espesor completo de la etapa.

El hormigón se compactó con vibradores en todos los casos.

El intervalo entre etapas consecutivas se mantuvo en general entre un mínimo de 3 días para las etapas de 0,80 m. de espesor, a 5 días para las etapas de 2.00 m. de espesor.

11) *Curado.* — El curado del hormigón se hizo con agua del río. En general el agua se aplicó en forma de lluvia, con mangueras. Este método tiene el inconveniente que su eficacia depende completamente de la responsabilidad de los encargados del riego. En ciertos casos especiales (como en los pilares del vertedero) se hizo un curado continuo colocando un caño perforado en la parte inferior de los encofrados, de manera que el riego era prácticamente contínuo. En las superficies horizontales, el curado se hizo a veces, con una capa de arena conservada húmeda, o con arpilleras mojadas.

En los días fríos se protegieron las superficies expuestas, recientemente hormigonadas, cubriéndolas con arpilleras o tableros de madera.

Estos trabajos de curado y protección del hormigón fresco merecieron una especial atención del personal de la Oficina de Contralor.

7.7 La construcción del vertedero.

Los pilares y umbrales del vertedero han sido calculados con las siguientes hipótesis de cargas:

a) Subpresión total, correspondiente al nivel + 55.00 aguas arriba y + 34,20 aguas abajo.

b) los esfuerzos producidos por las compuertas radiales y/o los cierres de emergencia.

c) los esfuerzos producidos en el estado de reparación, con un vano cerrado por los cierres de emergencia y los vanos adyacentes abiertos.

Los pilares y umbrales 1 a 4 han sido verificados además para las cargas que podrían producirse durante el estado transitorio en que se derivó el río por esos cuatro vanos que habían sido hormigonados sólo hasta el nivel + 34,50.

Consideradas todas estas situaciones de carga, las fatigas máximas sobre el terreno resultaron ser menores de 5 kg/cm^2.

Las tensiones máximas en el hormigón de los pilares alcanzaron el valor de 17 kg/cm^2, en la sección a + 34,50, para el estado de carga en construcción.

Las armaduras de los pilares del vertedero se proyectaron en base a los ensayos sobre modelo realizados en Basilea por los ingenieros E. y A. Schmidt, teniendo asimismo en cuenta el cálculo estático realizado por el Consorcio, en Munich.

La armadura mínima colocada en la periferia del pilar es una malla de ∅ 18 cada 50 cm. en sentido vertical (5 cm^2/m.) y ∅ 20 cada 33 cm. en sentido horizontal (10 cm^2/m).

Esta armadura se incrementó en un 50% aproximadamente en la parte inferior del pilar, en la unión con el umbral del vertedero, colocándose además refuerzos especiales en la zona de la ranura del tablero de emergencia (20 cm^2/m. en sentido horizontal) y en la zona del travesaño de apoyo de los cables pretensados. Esta armadura adicional se colocó en la dirección de las tensiones de tracción principales y fue calculada de modo que con la tensión admisible $\sigma_e = 1400$ kg/cm^2 pudiera absorber el total de los esfuerzos de tracción.

En cuanto a la armadura de los umbrales, para los pilares 5 a 8, en que se construyó el umbral con su forma definitiva, ha sido una malla de ∅ 14 cada 30 cm. en toda la superficie exterior del umbral.

En los umbrales 1 a 4 fue necesario, para absorber los esfuerzos en la etapa de construcción (umbral hormigonado hasta la cota + 34,50), proyectar una armadura especial calculada en base a la tensión de fle-

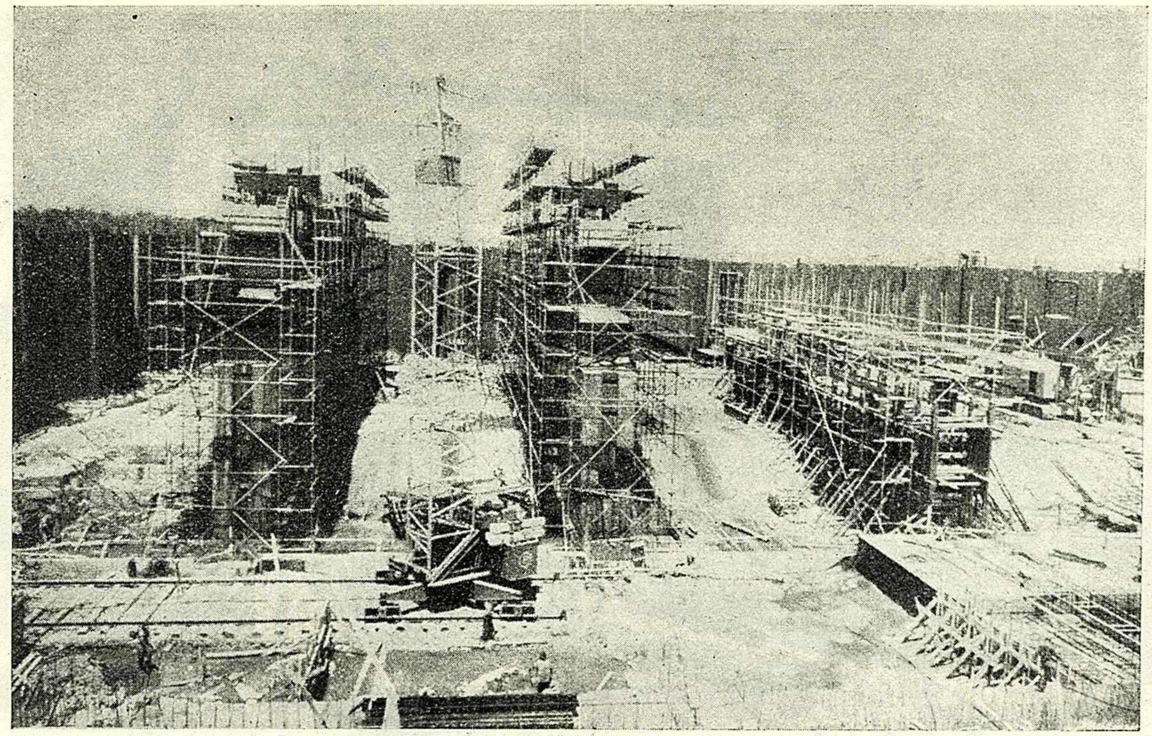


Figura Nº 24. - Vista aguas arriba de los pilares 2, 3 y 4 del vertedero. 9 de Enero de 1958.

xión, que excedía la fatiga admisible para hormigón sin armar. Resultó una fuerte armadura en dos capas de ∅ 36 espaciados 27 cm. y una capa de armadura de repartición entre ambas de ∅ 22 cada 20 cm.

Alrededor de la galería de inspección (ver figura 10) se colocó una armadura formando marcos verticales de ∅ 20 cada 20 cm. y armadura longitudinal ∅ 14 cada 50 cm.

En la construcción de los pilares del vertedero se utilizaron los encofrados especiales de chapa de madera compensada, obteniéndose superficies exteriores lisas y de muy buena apariencia.

En la cara curva de 1,25 m. de radio se usaron encofrados de tablas angostas bien terminados. En las juntas de trabajo, en las ranuras y nichos dejados para colocar luego las guías de las compuertas, se usaron encofrados comunes. El hormigonado se hizo por etapas de 2 m. de altura, señalándose con rehundidos de 5 cm. (buñas), cada etapa. En la figura 10 se muestran las etapas del hormigonado.

Alrededor de cada pilar se fueron levantando andamios tubulares que soportaban los pisos (hechos con 3 ó 4 tablones). Los pisos se colocaban cada 2 m. de manera de tener andamios en 2 etapas de hormigonado. A medida que progresaba la construcción, se subían los 2 pisos de la etapa inferior, consiguiéndose así buen acceso a los lugares de trabajo.

El hormigón se colocó con las grúas y/o las palas equipadas como grúas, utilizándose los baldes medianos y chicos, pues se volcaba por tolvas y, "trompas de elefante". Las tolvas se apoyaban al nivel superior de los andamios.

Para evitar fisuras de origen térmico los pilares 1 a 4 (que miden unos 40 m. de longitud por debajo del nivel + 47.50) se dividieron en 3 bloques por juntas verticales. Por encima del nivel 47.50 la longitud se reduce a unos 28 m. y se dividió con una sola junta en el medio; los pilares 5 al 8, de unos 31 m. de longitud en la parte inferior, se cortaron con una sola junta de hormigonado vertical. La disposición de esas juntas se vé en la figura 10. Estas juntas se trataron para obtener buena adherencia entre los hormigones. Además, la tensión de los cables de anclaje de las compuertas asegura que las juntas siempre estén comprimidas. También se cortó con una junta vertical el macizo de

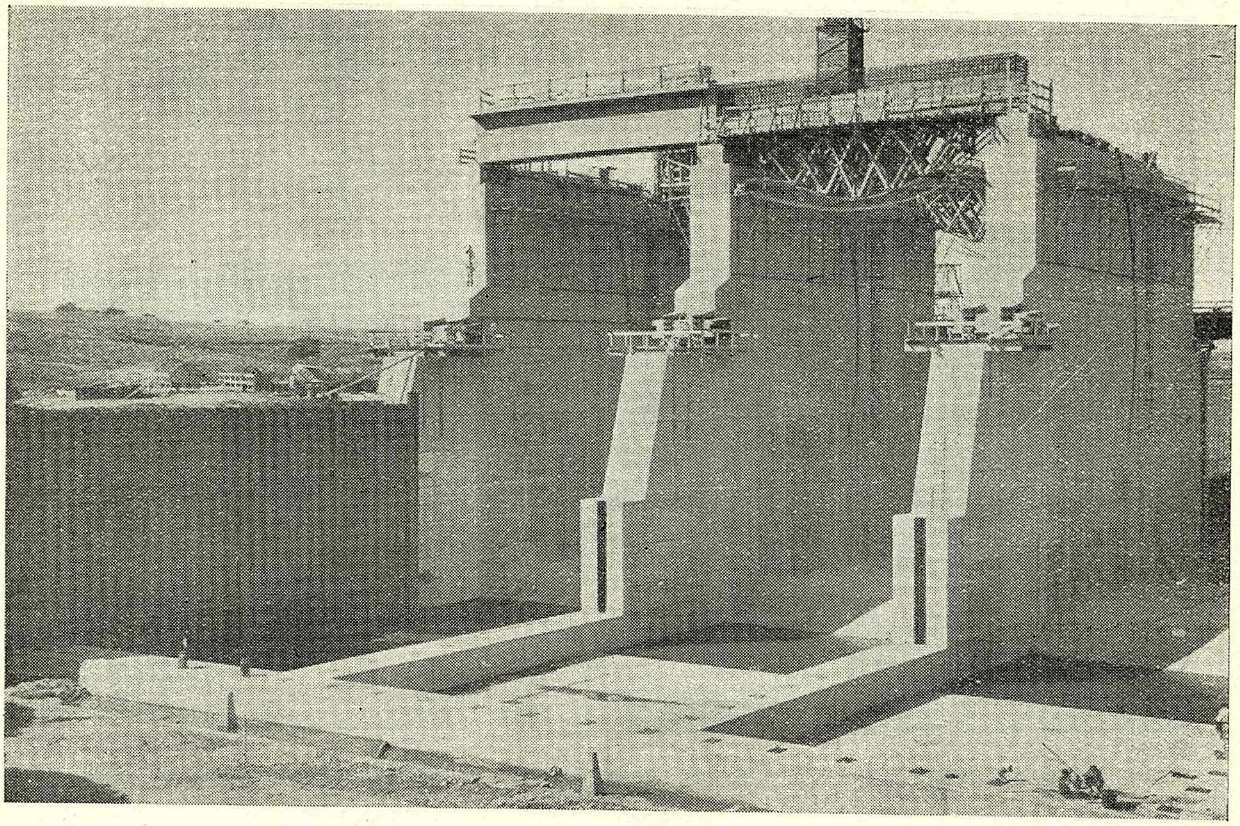


Figura Nº 25. - Vanos 2, 3 y 4 del vertedero. Agosto de 1958.

hormigón por debajo del nivel 34.50. El hormigón de la capa superficial de los umbrales se trató al vacío (procedimiento Vacuum) para obtener una superficie más dura y resistente. Ese tratamiento afecta a una capa de unos 0,20 m. de espesor solamente, para la que se usó la mezcla Nº 33 del cuadro IX.

Las juntas de dilatación del vertedero, colocadas cada 16.50 m. en el medio de los vanos, se rellenaron con chapas de fibra de 20 mm. de espesor impregnadas con bitumen y la junta se cerró con una banda de cloruro de polivinilo blando de 0,25 m. de ancho.

1) *Lecho amortiguador.* — La construcción del lecho amortiguador se hizo cortándolo en paños con juntas de contracción verticales. Las losas de solera se hicieron sin armar. Las caras perimetrales, llevaron una pequeña armadura al resultar solidarios con los muretes laterales que trasmiten esfuerzos de flexión. Los muros laterales y el umbral final están armados con armaduras verticales y horizontales; éstas sujetan las cajas dejadas para insertar los perfiles que soportarán a los cierres de emergencia del vertedero — y la armadura vertical debe resistir las flexiones trasmitidas por esos soportes.

Las juntas de contracción de los paños del lecho amortiguador sólo se pintaron con asfalto, pero están conformadas dejando un diente que absorbe los eventuales esfuerzos de corte en la junta.

Para aliviar subpresiones se dejaron en cada una de las dos losas centrales de cada paño, 2 drenes verticales de 90 mm. de diámetro, abiertos hasta la cota + 26.00 y 8 drenes de 60 mm. de diámetro hasta la cota + 29,00. En las losas de borde también se hicieron perforaciones de 60 mm. de diámetro. Los agujeros se rellenaron con pedregullo grueso seleccionado.

2) *Muros laterales.* — El muro lateral que limita el vertedero del lado derecho, y que forma parte del muro de esclusa se construyó en forma totalmente semejante a los pilares del vertedero en cuanto a los encofrados, las etapas de hormigonado, andamios, etc..

En la misma forma se construyó también

el muro de separación entre el canal de salida de la usina y el vertedero.

Las mayores dimensiones de estos muros permitieron que el hormigonado se hiciera con hormigones de áridos gruesos. El muro de esclusa se cortó con juntas de dilatación en bloques de 19,20 m. de longitud; en el muro entre usina y vertedero los bloques fueron de aproximadamente 20 m. de longitud.

3) *Partes metálicas fijas.* — Los extremos de los cierres provisorios del vertedero pasan en ranuras verticales de 1,00 × 0,65 m. de sección dejadas en los pilares. En esas ranuras se aloja el riel sobre el que corren los tableros metálicos y el ángulo saliente está protegido con una chapa doblada. Para sujetar esos elementos metálicos, las ranuras se construyeron con mayores dimensiones y, además, se dejaron nichos de 20 cm. más profundos, espaciados 1,30 m. en los que quedaba al descubierto por lo menos uno de los hierros de la armadura perimetral de los pilares. Los rieles y los protectores de ángulo se armaron y colocaron en posición con gran exactitud y luego se soldaron los anclajes (que entraban en los nichos) a los hierros de la armadura; una vez hechas las soldaduras se rellenó con hormigón los nichos y el espacio sobrante en las ranuras.

Para colocar en posición los cables de anclaje de las compuertas, se utilizaron caballetes en forma de escaleras, sobre cuyos travesaños se sujetaban las vainas metálicas de los cables. La colocación de esos caballetes y de los cables se hizo con cuidado y exactitud para respetar la correcta separación y alineación de los cables.

4) *Montaje de los cierres del vertedero.* — El forro de las compuertas del vertedero fue enviado preparado de fábrica en 7 segmentos de 11,50 m. de altura. Para armarlo se presentaron sobre una estructura de hierro reticulada colocada sobre el techo de la Casa de Comando. Una vez presentados los 7 segmentos se realizaron 6 cordones longitudinales de soldadura siguiendo un programa preparado por la fábrica, estudiado, para evitar distorsiones.

A continuación se presentaron las 3 vigas horizontales de alma llena que se soldaron en sus bordes inferiores con los perfiles *T* del forro. Las vigas cortas de unión verticales se remacharon a los costados del forro. Inmediatamente se colocaron las dos ruedas dentadas que sirven para levantar la compuerta.

Los brazos oblícuos fueron armados en obra habiendo la fábrica enviado las vigas por separado las cuales se presentaron sirviendo de guía los orificios para los remaches. Las partes se colocaron primeramente abulonadas y después de ajustadas se realizó el remachado completo. Los cojinetes venían montados de fábrica.

Los brazos se transportaron a su ubicación definitiva por medio de la grúa exterior y se abulonaron contra el travesaño ya colocado en el hormigón. El otro extremo del brazo se apoyó sobre tacos de madera en posición correspondiente a compuerta cerrada. Inmediatamente se transportó con la grúa exterior el forro de la compuerta levantándolo en posición horizontal. Una vez llegado al vano se hizo girar hasta una posición más o menos vertical y se bajó ajustando su posición frente a los extremos de las vigas de los brazos. Se colocaron los bulones de fijación y se soldaron las piezas entre sí. Todo el trabajo de montaje en el vano se realizaba en pocas horas.

Todas las partes fijas metálicas empotradas en el hormigón se ajustaron después de colocada la compuerta y utilizándola como guía para el trabajo. Para esto se fijaron las partes fijas a la compuerta mediante puntos de soldadura, realizando luego la fijación de las partes fijas a la estructura y rellenando con hormigón las cavidades que se dejaron previamente.

Con la grúa exterior se depositaron los guinches en sus casillas, se ajustó su posición y luego se hormigonó la base. Los guinches venían completamente armados de fábrica. Posteriormente se enhebraron las cadenas de elevación de las compuertas.

7.8 Sala de máquinas.

Los 3 bloques de máquinas que componen la sala de máquinas han sido considerados para el cálculo de estabilidad como estructuras rígidas independientes, pues están separadas por juntas de dilación desde la fundación al techo.

Las cargas consideradas para el cálculo estático fueron:

a) peso propio.

b) sobrecarga y peso de las máquinas tomadas en conjunto.

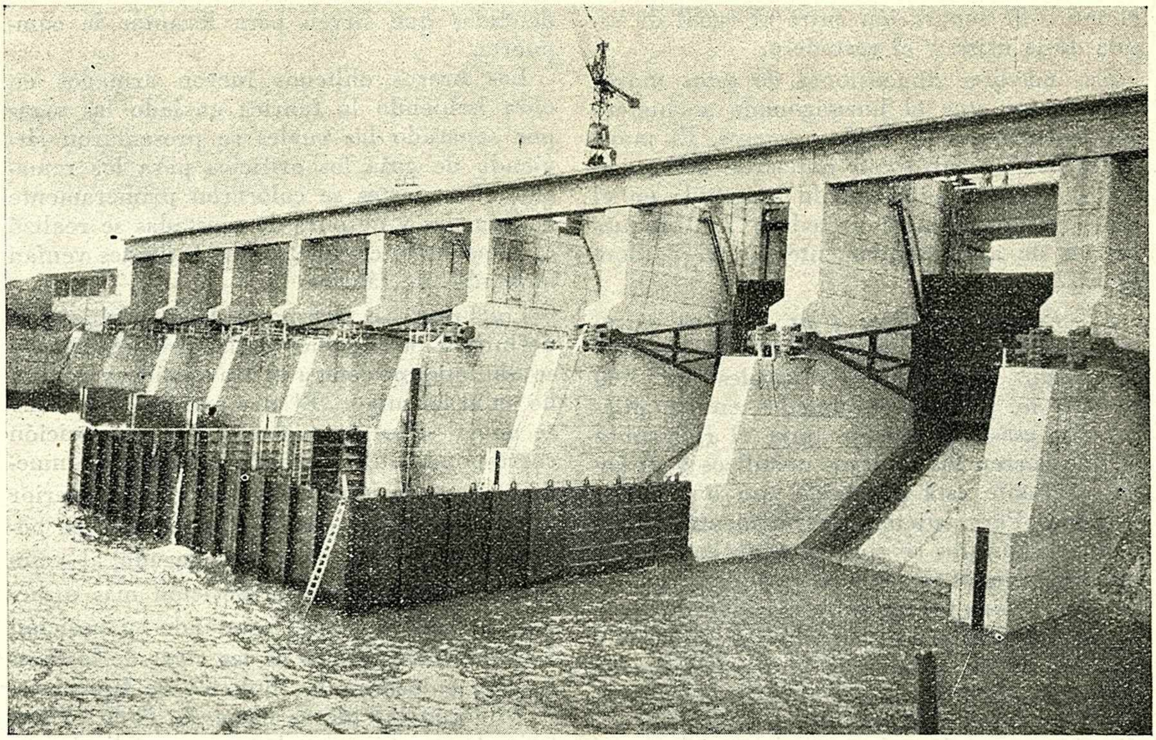


Figura Nº 26. - Vista aguas abajo del vertedero con los cierres de emergencia en los vanos 3 y 4. - 27 de Abril de 1960.

c) presión hidrostática, en los casos de pasajes de agua llenos o vacíos.

d) subpresión total correspondiente al nivel + 55.00 aguas arriba y + 34.20 aguas abajo.

En esa hipótesis se determinaron las tensiones en el terreno que resultaron ser menores de 7 kg/cm^2, produciéndose las máximas tensiones del lado aguas abajo.

La solera de base, en la zona de la entrada, debido a las grandes dimensiones del hormigón (aprox. 9 m. de espesor), se armó solamente con una malla superior de ∅ 18 c/50 cm.. En cambio, la zona aguas abajo, (solera del tubo de aspiración) donde se producían las fatigas máximas, fue fuertemente armada, colocándose la armadura en 2 capas. Esta armadura se verificó con el criterio de armadura mínima, por tratarse de secciones de grandes dimensiones sometidas a esfuerzos de flexión relativamente pequeños.

Las paredes laterales de la entrada, debido a las grandes cargas que soportan y a su espesor relativamente reducido (aprox. 1,50 m.) fueron armadas con acero especialmente resistente ST. III.

Las paredes se cortaron con 4 juntas verticales, cerradas con una banda de goma sintética de 25 cm. de ancho. Las armaduras horizontales atraviesan las juntas.

El techo del tubo de aspiración se consideró, a efectos del cálculo, apoyado en las paredes laterales y en el pilar intermedio. Fue hormigonado en distintas etapas. El encofrado se construyó de modo que el apuntalamiento fuera suficiente para una altura de hormigonado de hasta 3 m., lo que significó que el hormigón de las etapas subsiguientes debió ser soportado por el de las etapas anteriores que quedaban debajo.

En el estado final la parte central del techo formaba junto con la pared de la espiral una viga muy rígida que se calculó como viga pared.

Las zonas correspondientes a los pasajes de agua se armaron en forma constructiva, para controlar las contracciones, con una malla de ∅ 22 cada 15 cm. y ∅ 18 cada 25 cm.

El techo de la espiral se dimensionó bajo la hipótesis de considerarlo dividido en franjas radiales que se calcularon como empotradas en la pared de la sala de máquinas o como pórticos unilaterales junto con la pared

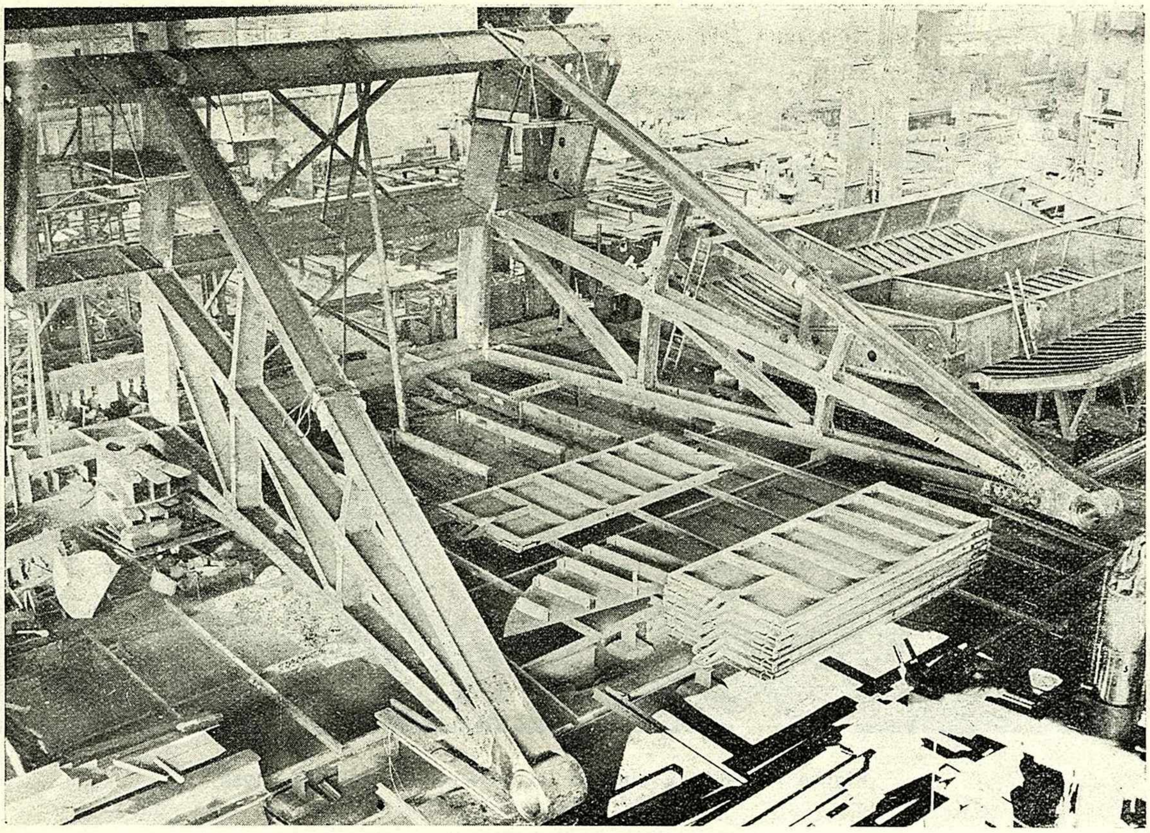


Figura Nº 27. - Armado en fábrica de las compuertas del vertedero.

de la espiral. En el estado final estas fajas quedaron apoyadas en el anillo de apoyo de la turbina que trasmite las reacciones del techo a las paletas de apoyo.

Se investigaron los siguientes casos de carga:

1º Montaje
- a) peso propio
- b) sobrecarga $p = 3.0$ t/m².

2º Estado final
- c) sobrecarga $p = 3.0$ t/m².
- d) presión interior
- e) " exterior

En las partes del tubo de aspiración en que se colocaría un revestimiento metálico, el hormigonado se hizo dejando un espacio de unos 0,60 a 0,80 m. de ancho que se rellenó luego de colocados los revestimientos metálicos. Para asegurar la adherencia del relleno se dejaron numerosos hierros anclados en el hormigón.

La superestructura de la usina se compone de los siguientes elementos:

1º) 3 pórticos longitudinales dobles de 7 tramos (máq. II y III) y 8 tramos (máq. I), del lado aguas arriba, debajo de la carretera y de la vía para la grúa. Las dimensiones de los pilares fueron de aproximadamente 0,80 × 0,95 m.

2º) 3 pórticos longitudinales simples de 7 y 8 tramos, del lado aguas abajo, debajo de la vía para la grúa. Las dimensiones de los pilares fueron de aproximadamente 1,90 × 0,70 m.

Ambos sistemas de pórticos están unidos por vigas transversales que soportan la losa del techo de la usina. Estas vigas, simplemente apoyadas, fueron prefabricadas, y se colocaron más tarde con la ayuda de la grúa exterior.

Las solicitaciones consideradas para el estudio de los pórticos fueron:

a) peso propio.

b) cargas de tráfico según AASHO (camión H 20 S16-44) y las cargas trasmitidas por la grúa (peso propio, sobrecargas y frenado).

c) variación de temperaturas (± 15ºC) y

d) contracción de fraguado (— 10ºC).

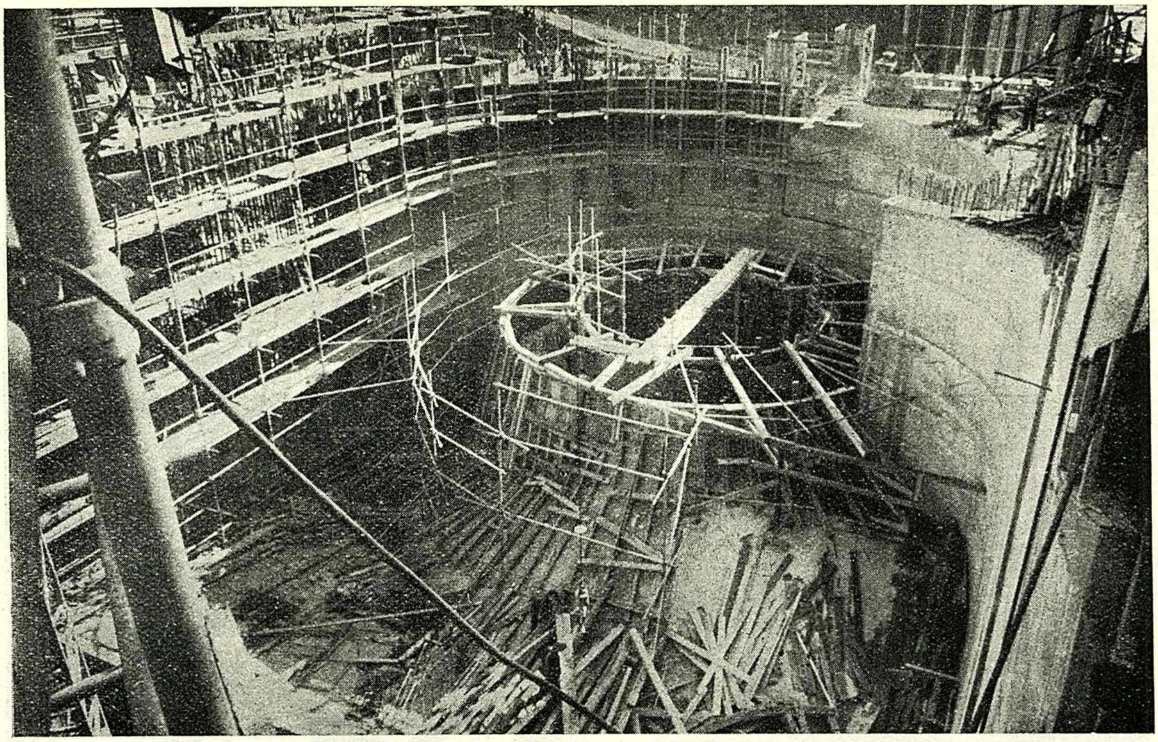


Figura Nº 28. - Espiral de la turbina III. 15 Julio 1958.

1) *Encofrados.* — Los pasajes de agua de las turbinas no fueron revestidos más que en los *5 m.* iniciales del tubo de aspiración, en donde son mayores las velocidades. Por lo tanto los encofrados debieron dar las formas con la mayor exactitud y buena terminación, pues esas superficies tampoco fueron revocadas. Se construyó un encofrado desmontable en varias secciones, hecho con tablas cepilladas y pulidas clavadas sobre bastidores muy rígidos. Una vez armado en sitio el encofrado de superficie se revistió con placas de fibra prensada (hard board) de 3 mm. de espesor, para asegurar la lisura deseada en la superficie. Estas placas debieron clavarse muy bien a las tablas pues de lo contrario se formaban ondulaciones en la chapa al mojarla antes de hormigonar. Debido a la gran cantidad de clavos y a la acción del agua, las chapas de fibra prensadas se utilizaron solamente una o dos veces.

Para los pasajes de agua de las 3 máquinas se construyó un encofrado completo y partes de otro, para poder iniciar la construcción de una máquina antes de haber terminado la vecina. Esos encofrados especiales se hicieron en el taller de carpintería, a cargo de un carpintero especialista en esos trabajos, con gran experiencia en los mismos. De esta manera se construyeron los pasajes de agua. El piso del tubo de aspiración (que se hormigonó con anterioridad) se terminó con una capa de mortero a presión para darle la terminación requerida.

Las paredes aguas arriba y aguas abajo se construyeron por etapas de 1.5 m. de altura. El apuntalamiento se dimensionó para soportar sólo el peso de la primera etapa pues el peso de las etapas sucesivas estaría soportado por las vigas formadas por las partes ya hechas siendo nula la participación del apuntalamiento. Las paredes se calcularon y armaron teniendo en cuenta esa situación.

2) *Hormigonado.* — La sala de máquinas se construyó comenzando por el bloque de la turbina III hacia la orilla izquierda. El hormigonado de la solera de la turbina III se inició en octubre de 1957.

Debido al gran espesor de la losa (de unos 3 m.) y la gran densidad de gruesas armaduras que resultaron del cálculo, el hormigonado de la solera se hizo en 15 paños divididos por juntas de hormigonado verticales, que

eran atravesadas por las armaduras. Además el hormigón se colocó en 2 etapas de 1,50 m. de espesor cada una, aproximadamente.

En los bloques de las turbinas II y I, en donde se profundizó la excavación por haberse hallado un material poco satisfactorio, el exceso de excavación se rellenó con hormigón pobre hasta el nivel originalmente previsto de la excavación y luego la solera se construyó independientemente, como en la turbina III.

Las paredes verticales laterales y las paredes intermedias aguas arriba y aguas abajo, fueron difíciles de hormigonar por su espesor reducido (1,50 m.) y la gran cantidad de armadura requerida. Por lo tanto se emplearon mezclas muy plásticas, con Thurament y Frioplast.

El muro sobre las losas de entrada presentó dificultades especiales, pues su superficie no podía presentar salientes de más de ½ cm. sobre el nivel de las guías metálicas verticales, espaciadas *1,64 m.* que sirven para guías de las rejas. Se consideró preferible construir inicialmente el muro dejándolo unos centímetros detrás del plano requerido, colocar luego las guías metálicas sujetándolas sobre ese muro y luego construir una capa de hormigón de 7 a 10 cm. de espesor, armado con una malla de hierro ∅ 6 cada 20 cm. soldada a los anclajes dejados previamente y con la superficie al nivel de las guías metálicas, que ofrecían un buen apoyo y guía para los tramos de encofrado de 1 m. de altura que se usaron. De esa manera se obtuvo un paramento plano y resistente, superior a los revoques.

3) *Partes metálicas fijas.* — Los rieles y protectores de ángulo en las ranuras de los cierres de emergencia en la entrada y en la salida de los pasajes de agua se colocaron después de haberse terminado la estructura de hormigón. Al hormigonar las paredes se habían dejado ranuras de dimensiones algo mayores que las requeridas y, además, se dejaron nichos espaciados 1,50 m. en los que quedaba al descubierto uno o más hierros de la armadura de la pared a los cuales se soldarían los anclajes de las piezas metálicas.

Las guías metálicas se armaron y alinearon en toda su extensión, empleándose andamiajes especiales a tal fin. Una vez obtenida la correcta alineación se procedió a fijar los anclajes, soldándolos a los hierros de la armadura de los que ya se hizo referencia. Luego se rellenó con hormigón el espacio entre la guía y la cavidad. Esto se hizo por etapas de 1,50 m y 3,00 m. para poder colar y compactar el hormigón. Se emplearon hormigones muy plásticos para poder colocarlos en el poco sitio disponible.

4) *Montaje de las turbinas.* — El primer paso en el montaje de las turbinas fue el montaje del revestimiento del tubo de aspiración, (ver fig. 30) construído en chapa y ensamblado en sitio (1). Hecho lo cual se realizó una primera etapa de hormigonado (2). Este hormigón quedó en forma de escalón, deteniéndose a la cota + 34.00 para dejar libre la parte superior del revestimiento con su brida, que era susceptible de posteriores ajustes. La parte superior del escalón se detuvo en la cota + 35.90, para poder colocar los bulones de anclaje (3).

Estos bulones son de dos tipos: bulones de anclaje de las paletas fijas (cuatro por paleta), y bulones de anclaje del anillo inferior del distribuidor. Los bulones se colocaron mediante una plantilla perforada en fábrica, que aseguró la correcta posición de cada bulón. Después de realizada la segunda etapa de hormigón (4), se retiró la plantilla.

Se colocaron las doce paletas fijas de apoyo (5), ajustándose individualmente su posición en cota, en ángulo, y en verticalidad. Mientras tanto se armó en el sitio de montaje el anillo fijo superior del distribuidor (6). Este anillo se colocó descansando sobre el borde interior de las paletas fijas de apoyo. Se ajustó su posición en cota, centrándolo y cuidando especialmente la nivelación. Los bulones de anclaje superiores (7) son de dos tipos: los bulones interiores tienen una contratuerca, asegurándose así el anillo (6) sobre las paletas fijas.

Se colocaron y se soldaron las chapas de revestimiento superior de la espiral (8).

Se colocó la tapa de turbina (9), que va abulonada al anillo (6). Esta tapa está dividida radialmente en cuartos y fue armada en el sitio de montaje. Esta colocación fue provisoria, y respondió al propósito de prevenir posibles deformaciones del anillo (6) durante el hormigonado (10).

Una vez terminado este hormigonado quedó definitivamente fijada la posición del anillo (6), y se retiró la tapa de la turbina.

El anillo inferior del distribuidor (11) se fabricó en 6 sectores y en el sitio de montaje se ensamblaron los sectores de a dos, y se terminó el montaje en sitio. La distancia que

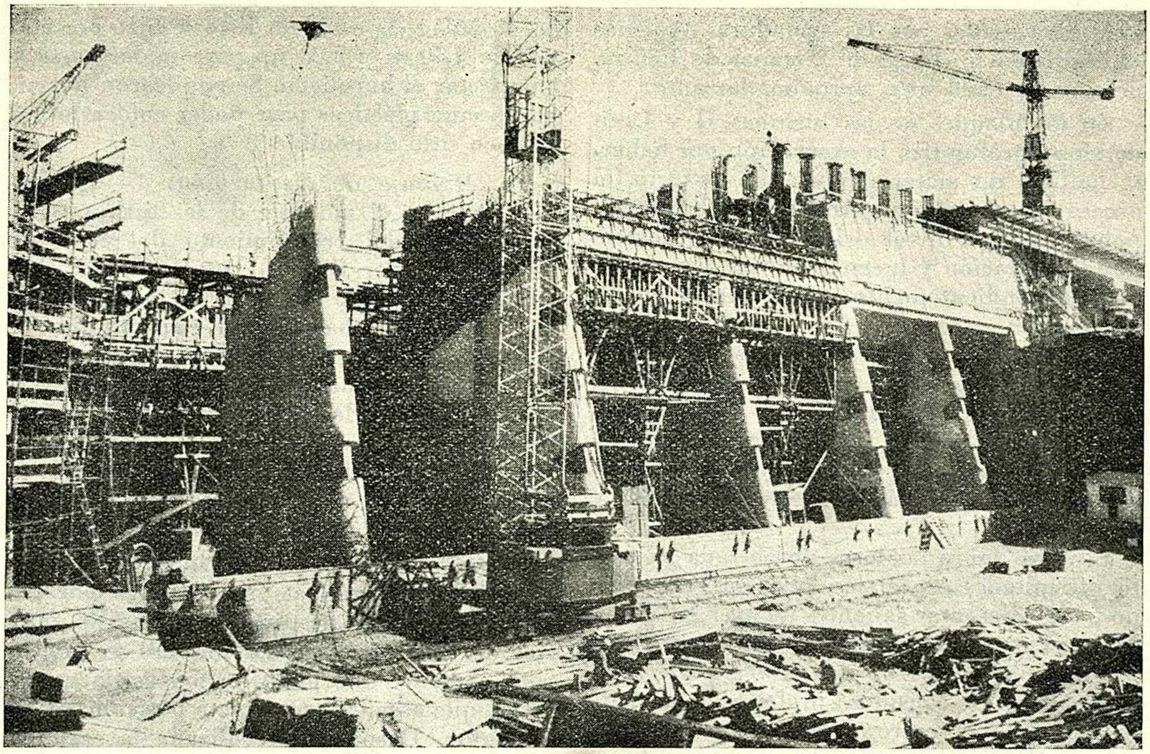


Figura Nº 29. - Entrada de agua de las 3 turbinas. 13 de Febrero de 1959.

media entre el hormigón (4) y el anillo (11) se salvó por medio de soportes metálicos especiales sobre los que descansó el anillo. Estos soportes son definitivos, y quedaron dentro del hormigón. Mientras tanto, en el sitio de montaje, se ensambló el anillo de garganta (12). Este anillo de chapa de acero inoxidable, viene dividido en cuartos y se abulonó a un anillo inferior (12′) también de acero inoxidable. El conjunto (12), (12′) se ensambló por completo en el sitio de montaje. Este conjunto descansó sobre la brida del revestimiento (1) y se atornilló al anillo inferior del distribuidor (11).

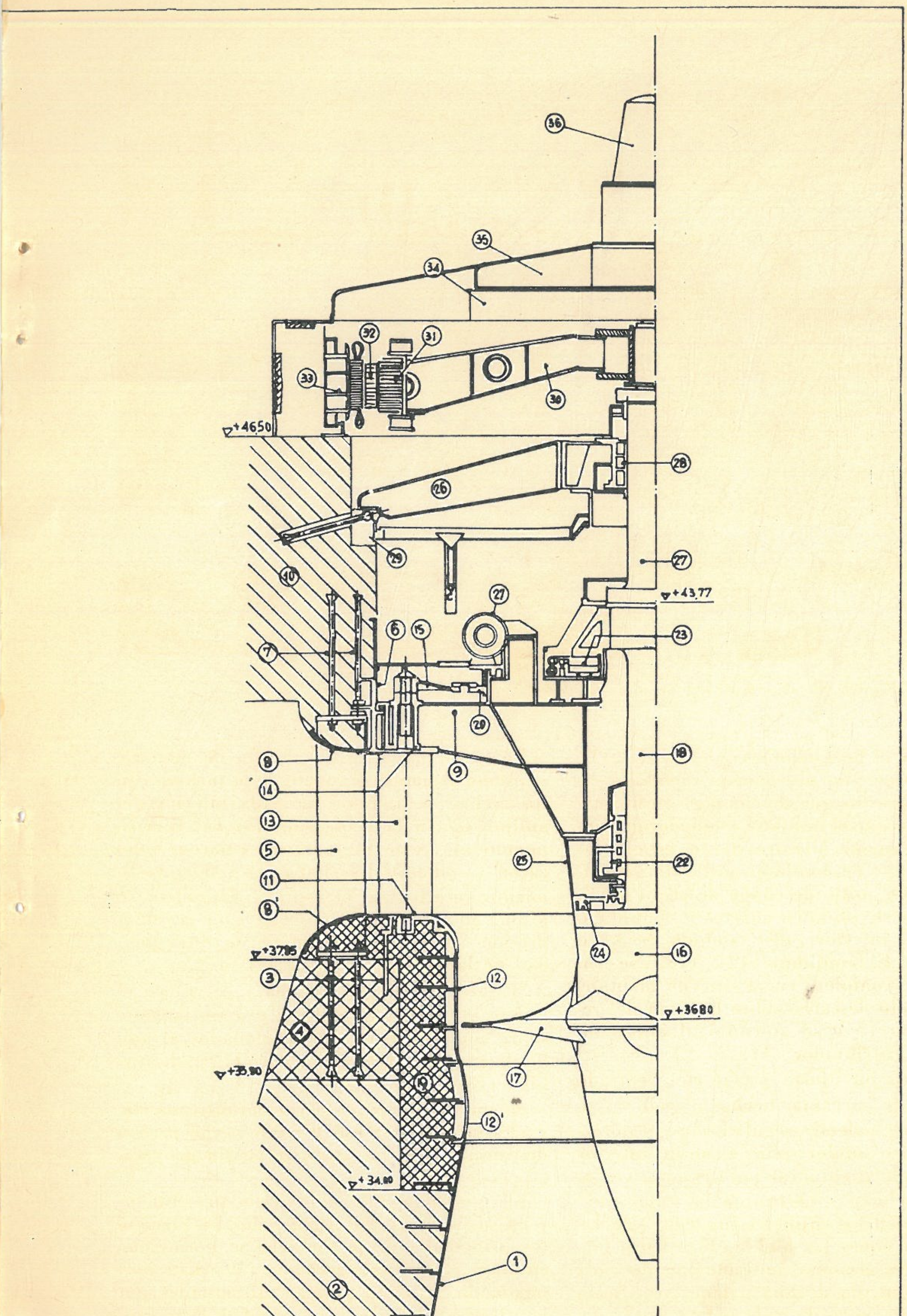
Se realizó un ajuste previo del centrado del anillo de garganta, hecho lo cual se colocaron las paletas reguladoras giratorias (13) del distribuidor sobre el anillo inferior (11). Se colocó entonces por segunda vez la tapa de turbina, y enseguida las cajas (14) que contienen los cojinetes superiores de las paletas, así como las bielas (15). Estas bielas permiten accionar individualmente cada paleta por medio de una palanca, verificándose el libre juego de cada paleta. Esto conduce al ajuste definitivo de la posición del anillo de garganta.

Entonces, mientras en el sitio de montaje se estaba armando el rodete de la turbina con sus álabes, se abulonó la brida inferior del anillo (12′) a la brida superior del revestimiento (1), y se presentaron, calaron, colocaron y soldaron las chapas (8′) de revestimiento inferior de la espiral. El rodete se probó en el sitio de montaje con aceite a presión (6 at.) para verificar la estanqueidad de las juntas de los álabes (17).

Se sacó la tapa de turbina y se colocó el rodete (16), el cual descansó provisoriamente sobre soportes especiales abulonados al anillo de garganta. Luego se colocó el eje de turbina (18).

Se colocó la tapa, esta vez definitivamente, y el conjunto del rodete con su eje pasó a descansar sobre la tapa por medio de gatos especiales.

En este momento se tuvieron presentados y en su posición definitiva todos los elementos principales de la turbina. Se hormigonó entonces el anillo de garganta (19). Este hormigonado presentó grandes dificultades por la estrechez del sitio y la cantidad de hierros de anclaje. Se empleó una mezcla muy plástica y se hormigonó en dos etapas para evitar



CORTE DE LA MAQUINA - BAYGORRIA Nº 6195

(1) Tubo de aspiración.
(2) Hormigón. 1ª etapa.
(3) Bulones de anclaje.
(4) Hormigón. 2ª etapa.
(5) Paletas fijas.
(6) Anillo fijo superior.
(7) Bulones de anclaje.
(8) Revestimien- superior de la espiral.
(9) Tapa de turbina.
(10) Hormigón. 3ª etapa.
(11) Anillo inferior del distribuidor.
(12) Anillo de garganta.
(13) Paletas reguladoras giratorias.
(14) Cojinetes superiores de las paletas del distribuidor.
(15) Bielas del distribuidor.
(16) Cubo del rodete.
(17) Alabes del rodete.
(18) Eje de la turbina.
(19) Hormigón. 4ª etapa.
(20) Anillo de regulación.
(21) Servomotores del distribuidor.
(22) Cojinete guía inferior.
(23) Cojinete de empuje.
(24) Juntas laberínticas.
(25) Tapa de turbina (parte inferior).
(26) Estrella del cojinete guía superior.
(27) Eje del generador.
(28) Cojinete guía superior.
(29) Hormigón. 5ª y última etapa.
(30) Estrella del rotor.
(31) Corona del rotor.
(32) Polos del rotor.
(33) Estator.
(34) Generador de eje.
(35) Generador de péndulo.
(36) Cabezal.

Figura Nº 30

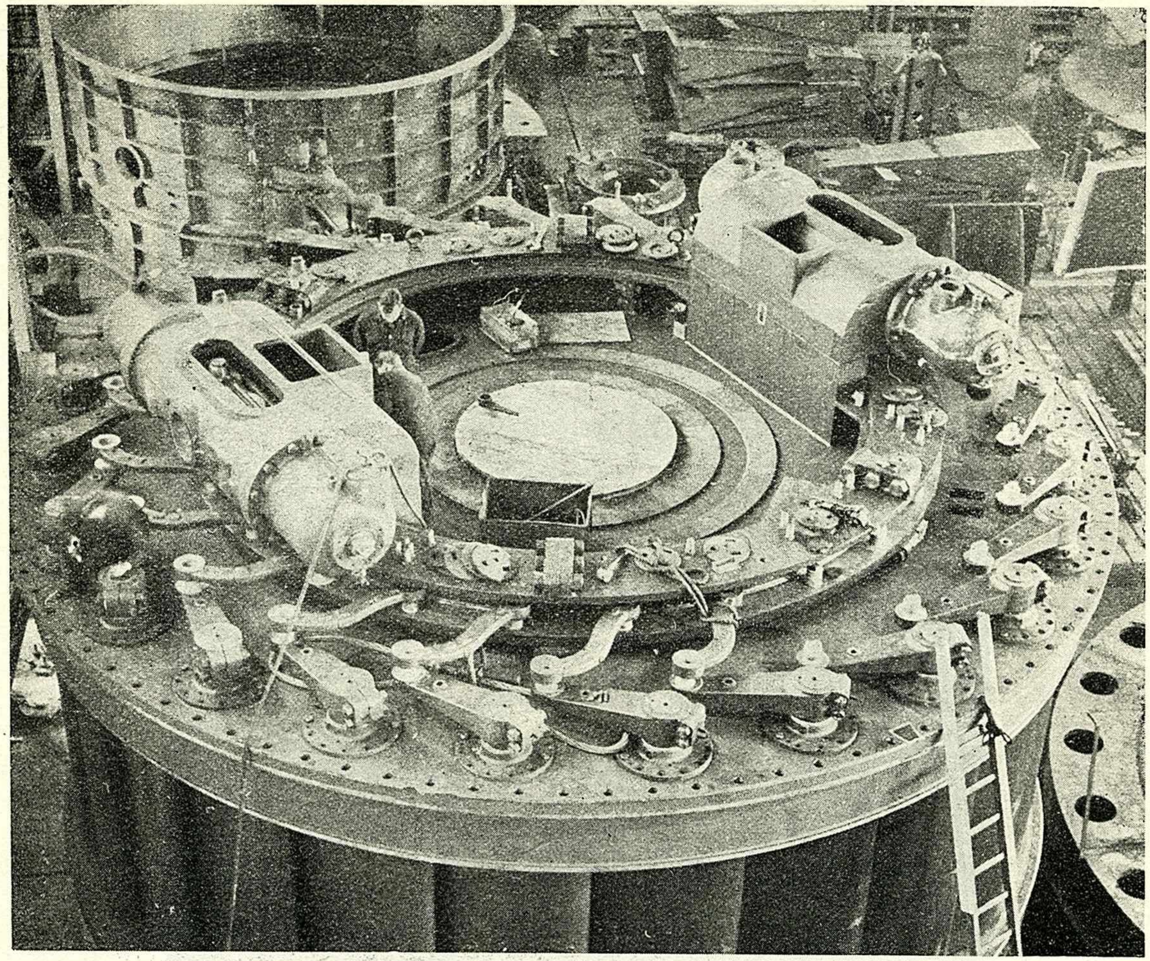


Figura Nº 31. - Distribuidor montado en fábrica.

que el calor desarrollado deformara excesivamente las partes metálicas ya ajustadas.

Se montó el anillo de regulación (20), los servomotores (21) del distribuidor, el cojinete guía inferior (22), el cojinete de empuje (23), las juntas laberínticas (24) y la parte inferior de la tapa de turbina (25), quedando así terminado el montaje debajo de la tapa de turbina.

Se montó luego la estrella (26) de soporte del cojinete guía superior, el eje (27) del generador, y enseguida el cojinete guía superior (28). Se ajustó definitivamente el eje, hecho lo cual se hormigonó (29) el soporte y el anclaje de la estrella (26).

Se llegó así a la etapa denominada "de eje libre", es decir que podía montarse el rotor del generador.

5) *Montaje de los generadores.* — Aproximadamente tres meses antes del momento de "eje libre", se empezó a montar el rotor del generador. En el sitio de montaje se armó la corona (31) del rotor que está formada de chapas sujetas con bulones. Simultáneamente se montó la estrella (30) del rotor. La corona se fijó a la estrella calentando la corona hasta 140°C por medio de resistencias especiales del tipo "cal rod". Una vez colocada la corona, se dejó enfriar lentamente para evitar deformaciones. El rotor así armado sin los polos se equilibró estáticamente en el sitio de montaje, para lo cual se utilizó un marco con una semiesfera de acero especial de unos 8 cm. de diámetro.

Se montó el rotor sobre su eje, y luego se procedió a colocar los polos (32). Los polos no se montaron en el sitio de montaje porque el peso del rotor completo sobrepasaba la capacidad de carga de las grúas interiores. Los polos intervinieron por consiguiente en

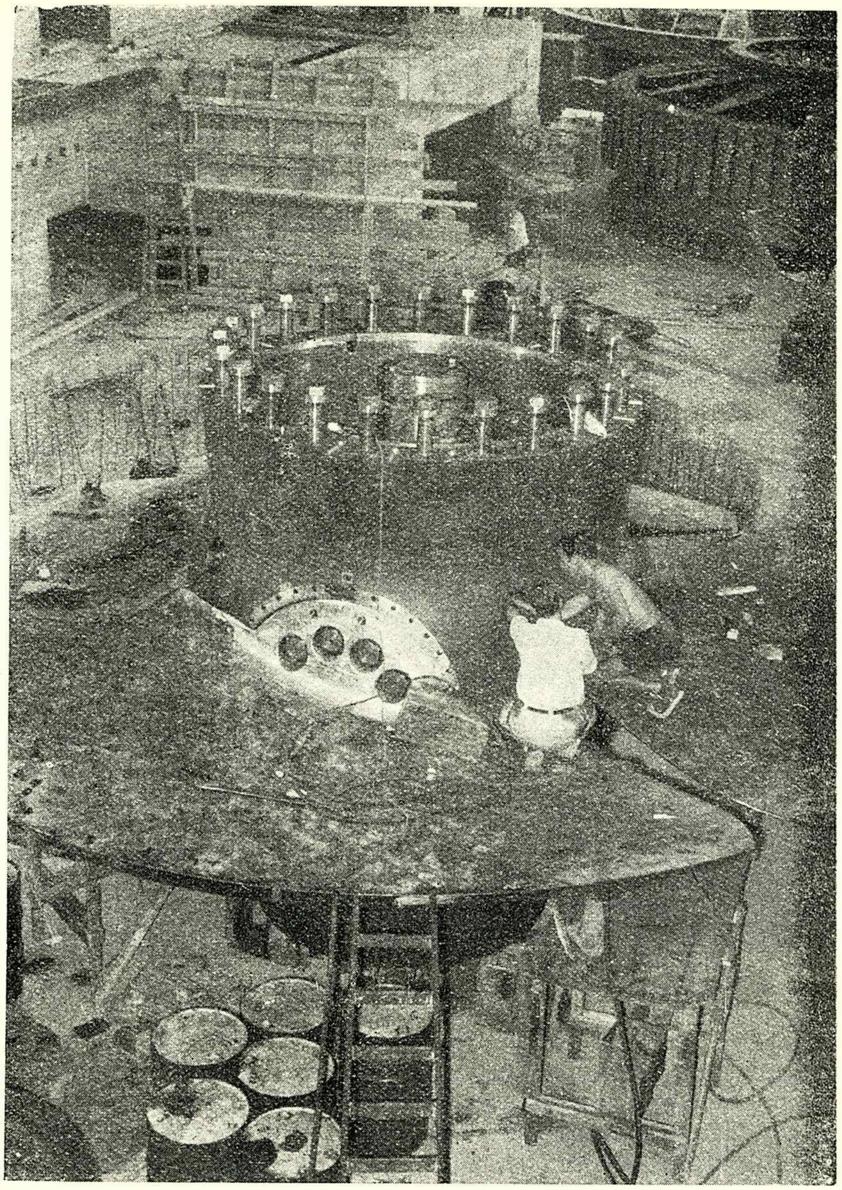


Figura Nº 32. - Montaje del rodete de la turbina.

el equilibrio estático del rotor, pero su peso fue controlado en fábrica.

Una vez terminado el montaje de los polos se colocó el estator (33), que había sido previamente montado en el sitio de montaje. A continuación se montaron el generador de eje (34) y el generador de péndulo (35).

Durante el montaje del generador se prosiguió con el montaje del regulador de la turbina, y de las diversas cañerías de aceite. Una vez montado el generador se colocó el cabezal de la máquina (36) donde se aloja el combinador del regulador.

6) *Sitio de montaje.* — La infraestructura se compone de:

a) Parte aguas arriba, formada por un grueso muro de unos 9,50 m. de ancho que contiene los nichos para guardar los cierres de emergencia. Esta parte fue calculada como dique de gravedad y se fundó sobre roca tipo A de buena calidad.

b) Pared aguas abajo de 2,90 m. de espe-

sor. Su estabilidad se verificó en forma similar a la anterior.

La losa del suelo a cota + 45.40, se apoya sobre muros transversales espaciados aprox. 5 m.. Estos muros se calcularon como empotrados en los muros aguas arriba y aguas abajo, sometidos a las cargas trasmitidas por la losa y a la subpresión.

La sobrecarga considerada para el cálculo del piso fue de 10 t/m²., investigándose además como cargado desde abajo (subpresión).

La superestructura fue realizada en forma similar a la de la usina, con los mismos pórticos longitudinales de 7 tramos situados debajo de la carretera y de la vía para la grúa aguas arriba y de la vía para la grúa aguas abajo.

Las dimensiones de los pilares fueron de aprox. 0,80 × 0,80 m. para los del pórtico aguas arriba y de 1,90 × 0,80 m. para los del pórtico aguas abajo.

7.9 Casa de comando.

La infraestructura de la casa de comando está constituída por paredes tanto en sentido transversal como longitudinal. Algunas de estas paredes que se apoyan en la roca de fundación, se prolongan hasta la azotea, formando un solo sistema con la superestructura.

Además del lado aguas arriba se encuentra un macizo de hormigón de un ancho medio de unos 9,50 m., donde se insertan los nichos para los tableros. Las paredes son de un ancho promedio de 0,50 m., armadas constructivamente con una malla perimetral. El diámetro y espaciado de los hierros depende del espesor de la pared en cuestión. Además de esta malla fue necesario disponer una armadura para absorber los esfuerzos provocados por la variación de temperatura y contracción de fraguado, muy difíciles de determinar por vía de cálculo para un sistema tan rígido.

Para los distintos pisos las sobrecargas previstas fueron de: 0,5 t/m² y 1,0 t/m², de acuerdo al uso que se le destinaba.

7.10 Túnel.

El túnel de barras entre los edificios y los transformadores principales de la estación al aire libre mide unos 75 m. de longitud y tiene 3.00 m. de ancho y 4.00 m. de altura, con el piso al nivel + 48.0.

Se construyó como un marco cerrado con paredes y techo de 0,70 m. de espesor, cortado con 2 juntas de dilatación selladas y se impermeabilizó con 2 telas asfálticas, que lo envolvieron exteriormente; para proteger esas telas, se construyeron dos paredes de bloques de hormigón y sobre el techo, una capa de hormigón pobre.

7.11 Terminación de los edificios.

La cubierta de los edificios fue impermeabilizada con 3 fieltros asfálticos entre capas de asfalto y se recubrió con una losa de hormigón de 16 cm. de espesor que se armó para controlar las fisuras con una malla ∅ 8 cada 20 cm. colocada a unos 4 cm. de la superficie aproximadamente.

En las grandes aberturas dejadas por los elementos resistentes de la estructura de la sala de máquinas y el sitio de montaje se colocaron paredes de ladrillos de vidrio atérmico, que además de contribuir al aspecto plástico resolvió el problema de los reflejos solares en el interior del edificio.

Los muros exteriores se dejaron de hormigón visto, hecho con encofrados especiales.

Para obtener la aislación térmica requerida por la instalación de aire acondicionado, en la sala de máquinas se colocaron placas acústicas pegadas a la losa del techo y en la galería de visitantes y corredores (en el piso a nivel 57) se construyeron cielorasos colgantes revocados con una capa de lana de vidrio cieloraso de placas acústicas.

En la galería para visitantes se colocó un cieloraso de placas acústicas

La sala de máquinas y, el sitio de montaje se pavimentaron con baldosas cerámicas, de color rojo oscuro, y las paredes se recubrieron con mosaicos tipo venecianos vidriados, hasta el nivel + 53,0. En el gran muro del pilar de separación se ejecutó un mural decorativo referente a las obras hidroeléctricas, hecho también con mosaicos venecianos.

Se revistieron también con mosaicos tipo venecianos los muros del hall de escaleras, corredores y sala de visitas. Los muros de los otros locales se revocaron y pintaron al aceite.

En el hall de entrada principal las paredes se revistieron con mármol nacional rojo y el pavimento es de baldosines de gres azules.

La sala de comando está separada de la sala de máquinas por un gran ventanal vidriado, el piso es de baldosas tipo asfáltico, y el cieloraso, que aloja a los artefactos de iluminación, está enduido de yeso. El tablero de comando está colocado en un revestimiento de madera.

En los locales de los pisos inferiores, los muros se revocaron y se pintaron y los pisos se hicieron de cemento.

7.12 Consolidación del subsuelo y control de filtraciones.

De acuerdo a lo previsto en el proyecto sobre las características geológicas del subsuelo y los resultados concordantes que se observaron una vez ejecutadas las excavaciones, se realizaron una serie de trabajos de consolidación del terreno y de contralor de las filtraciones.

1) *Trabajos de control de filtraciones.* — Se ejecutó por el procedimiento de inyecciones de cemento, una cortina de impermeabilización del subsuelo realizada por perforaciones desde la galería del canal de cables a cotas 48.00 y 46.00 bajo los locales accesorios, la casa de comando y sitio de montaje; y, desde la galería de control a cota 29.00 en la usina y en el vertedero.

Previamente a la ejecución de estos trabajos y con el objeto de controlar un posible levantamiento de las obras por las inyecciones, se colocaron 26 puntos testigos tipo "Norris" en la galería de control a nivel 29.00, disponiéndose en general 2 puntos en cada bloque del dique, ubicados en las cuartas partes de su dimensión longitudinal. Estos puntos se anclaron, —por medio de inyecciones de cemento,— a profundidades inferiores a las zonas que se pensaba consolidar.

La cortina de inyecciones se ejecutó por medio de una sola fila de perforaciones verticales de 60 mm. de diámetro, espaciadas del orden de 3 m. entre sí. Las inyecciones se realizaron en etapas de aproximadamente 4 m. de perforación, comenzando por la inmediatamente debajo de la fundación, volviendo a perforar y avanzando nuevamente otra etapa de 4 m. hasta llegar a la profundidad total. Finalmente se ejecutó una segunda inyección en toda la profundidad de la perforación.

Las inyecciones se suspendían cuando: a) se alcanzaba la presión máxima prevista para esa etapa; b) o, cuando se acusaban movimientos del terreno en alguno de los puntos "Norris" próximos al lugar de inyección.

Para acelerar el desarrollo de los trabajos se comenzaron inyectando los puntos impares y simultáneamente en varios lugares separados entre sí del orden de 30.00 m. Una vez finalizada la inyección en una perforación se pasaba a la perforación impar siguiente, hasta completarse todas las perforaciones impares de la galería de control.

De las perforaciones pares, solamente se perforaron e inyectaron como testigo algunas de las ubicadas en las zonas en que el terreno había recibido la mayor cantidad de cemento. En vista de los buenos resultados obtenidos no se inyectaron todos los puntos pares.

La mayor cantidad de cemento recibido en una perforación, fue de 2.932 bolsas, o sean 146,6 toneladas. La zona que recibió la mayor cantidad de cemento, fue sobre las turbinas I y III.

2) *Trabajos de consolidación del subsuelo.* — Al ejecutarse las excavaciones de los tubos de aspiración de las turbinas I y II, se pudo comprobar la existencia de una capa de basalto muy fisurada a aproximadamente cota 17.00 con una napa surgente de consideración. Esta capa fue retirada en las turbinas I y II y se previó la consolidación de la zona por medio de inyecciones desde los tubos de aspiración de las citadas turbinas.

Los trabajos se ejecutaron casi a la finalización de las obras, distribuyendo sobre el piso de los tubos de aspiración los puntos a perforarse e inyectarse.

La inyección se realizó en una sola etapa de 4 m. de altura por debajo de las obras de hormigón.

La cantidad máxima de cemento inyectado en una perforación fue de 143 bolsas.

No se realizaron inyecciones con presiones mayores de 5 atmósferas dado que no se tenía puntos "Norris" de contralor en las proximidades.

La zona de la turbina II fue la que recibió la mayor cantidad de cemento.

3) *Equipos empleados.* — Para los trabajos de perforaciones se utilizaron perforadoras marca Craelius, 2 de tipo XCH 60 y 4 de tipo XC 42, utilizando normalmente coronas de diamante y vidia.

Como inyectores se utilizaron 2 máquinas montadas en tanden marca Hany del tipo de membrana.

La mezcladora y el depósito de cemento se ubicaron fuera de los lugares de inyección, al aire libre para facilitar las operaciones de transporte y preparado de la mezcla y descongestionar las galerías de trabajo.

La cantidad total de cemento empleado en inyecciones de consolidación e impermeabilización del terreno fue de 636 toneladas.

ANEXO I

LA CRECIENTE DE ABRIL DE 1959 EN EL RIO NEGRO

En el mes de abril de 1959 se registró en el Río Negro una creciente sin precedentes producida por intensas lluvias que se sucedieron casi ininterrumpidamente desde fines del mes de marzo a fines del mes de abril. Sin entrar en mayores detalles, señalaremos que en el norte del país las lluvias registradas en el mes de abril arrojaron un promedio superior a 600 mm/m² y en la zona de Tacuarembó Chico se registró el máximo absoluto de 1200 mm/m². La lluvia promedio anual en esa región totaliza 1100 mm/m², es decir que en el mes de abril de 1959 llovió más de lo que normalmente llueve promedialmente en 6 meses.

Las lluvias que prepararon las condiciones para una gran crecida comenzaron el 24 de marzo; entre el 24 y el 27 de marzo cayeron en la cuenca del Río Negro lluvias que totalizaron 81 mm/m² en ese lapso. Luego de 6 días en que sólo se registraron lloviznas aisladas en la cuenca del Río Negro, volvió a llover en los días 2, 3 y 4 del mes de abril totalizando 34,8 mm/m², el día 5 no llovió y el día 6 comenzaron las grandes lluvias que produjeron la crecida catastrófica. Las cantidades promedio registradas fueron las siguientes:

Día del mes de abril	*Promedio en la cuenca mm/m²*
6 y 7	82
8	65,4
9	25,5
10, 11, 12 y 13	104
14	70
15	94,7
	441,6 en 10 días
22 y 23	53
29 y 30	22

El conjunto de las lluvias caídas entre el 6 y el 15 de abril produjeron una crecida con un volumen de unos 17 km³ y con un caudal máximo en el embalse de la Central Hidroeléctrica de Rincón del Bonete de unos 17.300 m³/s.. Aún teniendo en cuenta que este caudal en el embalse no corresponde a los caudales máximos de crecida en el río libre, subsiste el hecho de una crecida de aproximadamente 3 veces el valor máximo registrado desde que se iniciaron los registros en el año 1908, lo que obligó a reconsiderar las previsiones hechas anteriormente sobre la capacidad de regulación del embalse de Rincón del Bonete y los caudales que deben poder evacuar los vertederos.

En la crecida de abril de 1959 el embalse de Rincón del Bonete alcanzó el nivel máximo 84,35 (cotas referidas al cero oficial) y el desagüe máximo hacia aguas abajo alcanzó a unos 10.800 m³/s.. Este caudal se formó con los desagües por el vertedero, por encima del dique de hormigón desbordado, a través de la brecha abierta en un dique lateral que cerraba el embalse y por otros pequeños desagües. Ese mismo caudal pasó por la obra de Baygorria, en construcción, sin causarle daños.

Como consecuencia de esta crecida catastrófica se han hecho estudios para ver las modificaciones que habría que hacer en las obras de la central hidroeléctrica de Rincón del Bonete y en las de la central hidroeléctrica en Baygorria en previsión de nuevas crecidas semejantes. Como crecida de proyecto se ha tomado la correspondiente a un caudal máximo en el embalse de 20.000 m³/s. y un volumen de creciente de 22 km³ y se ha estudiado la posibilidad de regular esa crecida en el embalse de Bonete limitando los desagües a 7.000 m³/s.. Esta condición se ha impuesto pues sería el máximo caudal admisible si se desea dejar libre el puente ferroviario en las proximidades de la ciudad de Paso de los Toros. De los estudios efectuados resulta posible contener esa crecida en el embalse de Bonete con tal de aumentar el volumen de éste y la capacidad de desagüe del vertedero existente. A tal fin debe elevarse el dique al nivel + 86,24, igual al ya exis-

tente en la estructura de las tomas de agua de la central, y construir un vertedero adicional de tal manera que la capacidad total de desagüe entre este nuevo vertedero y el existente alcance a 7.000 m^3/s. a partir del nivel 81,34 en el embalse.

Teniendo en cuenta esta regulación y los aportes de la cuenca parcial entre Bonete y Baygorria se han introducido modificaciones al proyecto original para la construcción de la central hidroeléctrica en Baygorria, de manera que los edificios de ésta y la estación de transformación a la intemperie queden protegidos contra inundación en el caso que se desagüen 13.000 m^3/s.. Para evacuar parcialmente ese caudal se ha abierto un canal lateral en el emplazamiento del dique lateral II y el resto se desaguará por el vertedero construído en el dique.

El mencionado canal de 200 m. de ancho es capaz de desaguar 4.500 m^3/s.. El canal fue cerrado por el dique II, construído de tierra, con núcleo impermeable de arcilla, en el que se han dejado cámaras de explosión para poder volar el dique en caso que resultara necesario evacuar más de los 10.100 m^3/s. que puede desaguar el vertedero con sus nueve compuertas abiertas al nivel máximo 55,20 aguas arriba.

En cuanto a la forma más conveniente de efectuar la protección contra la inundación, por los estudios realizados, resultó preferible proteger la estación a la intemperie y los edificios de la central con un muro que comienza en la pared aguas abajo de la sala de comando y contornea el borde de la explanada al nivel + 53,00; el coronamiento del muro estará al nivel + 55,00 y también se han levantado hasta ese nivel los antepechos de hormigón de los ventanales de la fachada aguas abajo de la sala de máquinas. Los taludes del terraplén de la explanada se revestirán con losas de hormigón armado y se ha instalado un sistema de drenes que recogen las filtraciones que pudieran pasar a través del revestimiento para conducirlas a tres pozos de bombeo. También se tomaron previsiones para cerrar las otras aberturas del edificio en caso de producirse esa creciente excepcional.

Estas modificaciones al proyecto original se hicieron sin inconvenientes, pues el estado de construcción de la obra permitió hacer las modificaciones sin interferir con el desarrollo normal de los trabajos.

ANEXO II

PERSONAL QUE TRABAJO EN LA CONSTRUCCION DE LA OBRA

En el Capítulo VII se ha reseñado la organización montada para construir la obra en Baygorria. A continuación se da la lista de las personas que ocuparon los cargos de Directores de la UTE durante el período de construcción de la obra, y los puestos más importantes en las Oficinas del Consorcio en el Uruguay, en las Oficinas de la UTE directamente vinculadas con la obra, y en las Oficinas de los Ingenieros Consultores en el Uruguay.

Directorios de la UTE

Período 1955-1959

Presidente:	Dn. Orestes Lanza
Vice-Presidente:	Dn. Elías Croci
Vocal:	Dr. Felipe Gaione
"	Ing. Carlos A. Giavi
"	Dr. Luis Oliú

Período 1959-1963

Presidente:	Ing. Rodolfo Fonseca
Vice-Presidente:	Mayor Alcides Perdomo
Vocal:	Dn. Ramón Cotelo
"	Dn. Elías Croci
"	Dr. Santiago Rompani

Comisión de Asesoramiento y Contralor del Plan Baygorria

(Año 1956-1960)

Sub-Gerente de Obras:	Ing. José Eugenio Gil
Sub-Gerente de Ejercicio:	Ing. José A. Carvallido
Sub-Gerente de Hacienda:	Cnt. Alfredo Fressia
Ing. Jefe Depto. Generación Energía:	Ing. Jacobo Menditeguy
Ing. Jefe Depto. Ampliaciones	Ing. Julio C. Roig
Jefe Abogado:	Dr. Juan C. Bado Hamilton
Secretario:	Dn. Melquiades Llambías

Oficina de Contralor de Obras Hidroeléctricas

Jefe:	Ing. Augusto Hareau
Encdo. del Montaje de los Equipos Electromecánicos:	Ing. Ind. Ruben Dal Monte
Ingenieros Adjuntos:	Ing. Ind. Marta Casabó
	Ing. Civil Lea Manzini de Altier
	Ing. Civil Luis R. Braselli
	Ing. Civil Román Berro (adscrito a los Ingenieros Consultores)
	Ing. Civil Jaime Leiferman (Id. Id.)
Ayudante de Ingeniero:	Dn. Alfredo Schmidt
Secretario:	Dn. Víctor C. Moglia
Oficial Administrativo:	Dn. Alejandro Ardao

Oficina de la Obra

Ingeniero Residente:	Ing. Civil Jorge A. Villa
Ingenieros Civiles:	Ing. Juan C. Pérez Perdomo (desde 1956 hasta 1958)
	Ing. Adolfo N. Inciarte
	Ing. Julio A. Rendo
	Ing. Nelson Bértola (desde I/958 hasta I/960)
	Ing. Raúl Giglio
	Ing. Julio C. Cazaban
Ingenieros Industriales:	Ing. Michel Sauval
	Ing. Salvador Koziolas
Agrimensor:	Agr. Augusto López Morúa
Ayudante de Ingeniero:	Dn. Eduardo Olivera
Laboratorista:	Dn. Hugo V. Romanelli
Oficial Administrativo:	Dn. Wilfredo Paiva

Oficina Topográfica

Jefe:	Agrimensor Mario A. Bula
Agrimensores:	Agr. Julio R. Blanco
	Agr. Jorge Cormenzana
	Agr. José A. Correa
Ayudante Agrimensor:	Daniel Costábile
Escribano:	Esc. José Brissolece

Han colaborado especialmente en asuntos técnicos con la Oficina de Contralor de Obras Hidroeléctricas los funcionarios de otras Secciones de la UTE que se mencionan a continuación:

Ing. Manuel Sallés (Jefe de la Sección Ingeniería Civil de Obras Hidroeléctricas), que asesoró en los estudios del terreno y en los trabajos de perforaciones e inyecciones de consolidación.

El Jefe de la Sección Arquitectura, Arqto. Carlos González Vanrell y el Arqto. Héctor Arce, de esa repartición, que asesoraron en lo relacionado con la arquitectura de los edificios y tuvieron a su cargo la dirección de los trabajos de terminación de los mismos.

También han colaborado eficazmente funcionarios del Departamento Comercial, de la Sección Adquisiciones, de la Sección Aduana, de la Sección Contabilidad de Leyes Especiales y Contabilidad de Acreedores.

CONSORCIO BAYGORRIA EN EL URUGUAY

Representante General:	Ing. Hermann Lüttich	(5/56)

Personal de Ingeniería Civil

En BAYGORRIA

Superintendente de la Obra:	Ing. Juan Kauffmann	(7/56)
2do. Jefe de Obra:	Ing. Martín Imm	(6/56 - 7/60)
Jefe de Máquinas:	Ing. Hans Renker	(8/56)
Jefe Oficina Técnica:	Ing. Alexander Danilevsky	(8/56)
Oficina Técnica:	Ing. Fritz Matthiess	(5/57 - 6/60)
" " :	Ing. Juan Martínez	(11/57)
" " :	Ing. Luis Campodónico	(8/59 - 6/60)
Calculador:	Ing. Helmut Wiegand	(10/56 - 6/60)
Laboratorio:	Ing. Abelardo Rodríguez	(9/56 - 6/60
Conductor de Obra:	Ing. Johannes Boscheinen	(8/56 - 2/60)
" " " :	Ing. Gisbert Holtschneider	(9/57 - 5/58)
" " " :	Ing. Heinrich Hopp	(2/57 - 3/59)
" " " :	Ing. Walter Lardschneider	(8/57 - 6/59)
" " " :	Ing. Helmut Mueller	(4/57 - 5/60)
" " " :	Ing. Dieter Ruhnke	(10/56)
" " " :	Sr. Luis Geil	(9/56)
" " " :	Sr. Franz Permann	(2/57)
" " " :	Ing. Helmut Wolf	(8/58 - 3/60)
Ingeniero Industrial:	Alfons Butters	(9/56 - 4/59)
" " :	Hermann Sandkamp	(2/57)
" " :	Michel Sauval	(12/56 - 10/58)
Agrimensor:	Sr. Willi Dahmen	(12/57 - 4/60)
" :	Sr. Emil Kordov	(11/56 - 12/58)
Administrador General:	Sr. Hermann Munz	(11/56)
Contador:	Sr. Pierre Godfrin	(8/56 - 7/59)
Contador:	Sr. Erich Henke	(5/59 - 9/60)

En MONTEVIDEO

Jefe Comercial:	Sr. Juan Allekotte	(5/56)
Jefe Sección Compras:	Sr. Theodor Max Meinig	(5/56)
Despacho de Aduana:	Sr. Luciano Zorzin	(1/57 - 7/59)

Personal de Sección Electro-mecánica

En BAYGORRIA

Jefe de Montaje:	Ing. Ludwig Wagenhäuser	(11/58)
Sub-Jefe de Montaje:	Ing. Josef Scheuter	(8/57)
Administrador:	Sr. Heinrich Teigeler	(8/58)
Contador:	Sr. Karl Schmierer	(9/58)
Inspector de Montaje:	Sr. Alfred Grossmann	(3/60)
Montador Jefe:	Sr. Heinrich Borchers	(1/59)
Capataz General:	Sr. Eduardo Dieterle	(12/57)
Inspector de Montaje:	Sr. Erik Svantesson	(2/59)
Ingeniero de Montaje:	Ing. Reinald Alker	(9/57)
Montador Jefe:	Sr. Rudolf Mütchele	(10/58 - 9/59)

En MONTEVIDEO

Delegado de Siemens-Schuckertwerke:	Ing. Wilhelm Rudolf	(6/57 - 12/59)
Ingeniero Adjunto de Siemens-Schuckertwerke:	Ing. Wolfgang Staudenmaier	(5/56 - 9/60)

Delegados de los Ingenieros Consultores Gruner y Asociado que los representa en el Uruguay

Ingeniero Jefe:	Ing. Hans Gut
2do. Jefe:	Ing. Gustav Wustemann
Ingeniero Civil:	Ing. Arnold Sonderegger
Ingeniero Mecánico:	Ing. Adolf Guntern
Ingeniero Electricista:	Ing. Hans Linder

Impresora LIGU - Cerrito 740